



**HAL**  
open science

## Géotechnique et Monuments Historiques

Thierry Verdel

► **To cite this version:**

Thierry Verdel. Géotechnique et Monuments Historiques : Aspect méthodologiques. Ecole des Mines de Nancy; Université de lorraine. 1990, pp.158. hal-04336425

**HAL Id: hal-04336425**

**<https://hal.science/hal-04336425>**

Submitted on 13 Dec 2023

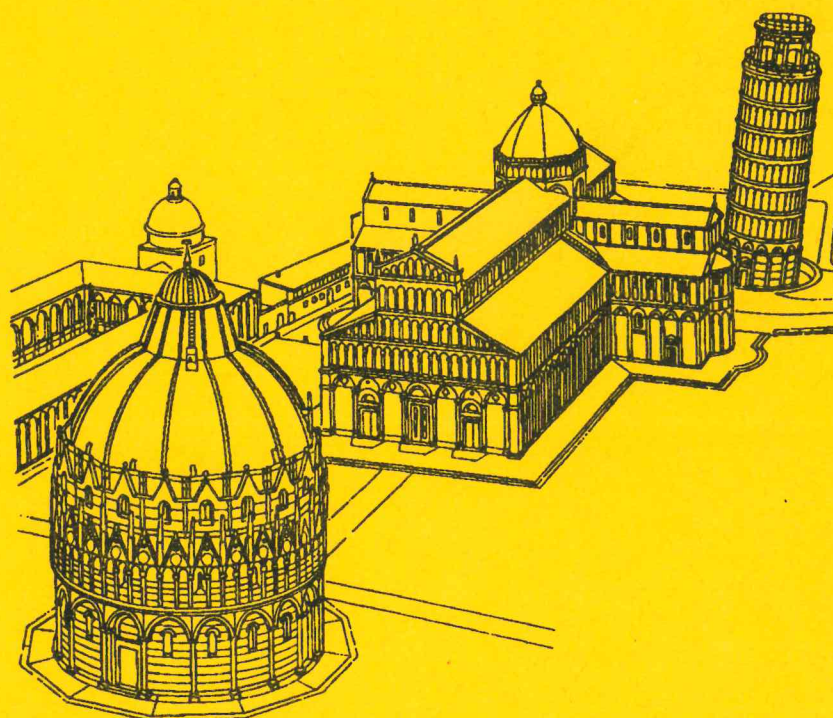
**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

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.

Public Domain

# Géotechnique et Monuments Historiques

*aspects méthodologiques*



*Thierry VERDEL*



# Géotechnique et Monuments Historiques

---

*aspects méthodologiques*

Diplôme d'Etudes Approfondies  
en  
Génie Civil et Minier

Septembre 1990

En couverture :  
Ensemble de la  
Cathédrale de Pise,  
XII<sup>ème</sup> siècle

*Thierry VERDEL*



---

□ “ Plusieurs adjonctions ou des modifications apportées au monument primitif en ont changé, soit les conditions de stabilité, soit la forme, soit les combinaisons premières de l’écoulement des eaux, des poussées, des résistances ; le constructeur archéologique ne doit pas se borner, dans ce cas, à constater le mal, il doit en rechercher l’origine, il doit soumettre les restaurations qu’il propose, non plus à un principe absolu, mais à une foule de considérations basées sur la variété des moyens employés par les constructeurs qui ont continué l’oeuvre en dehors des conditions premières dans lesquelles le monument a été élevé. Son but doit être de conserver à chaque partie du monument son caractère propre et cependant de faire que toutes ces parties réunies ne se nuisent pas entre elles, mais soient maintenues ensemble dans un état de conservation durable et simple. Une semblable tâche est difficile, elle devient épineuse dans un édifice de la dimension de la cathédrale d’Amiens où tant, et de si inintelligentes restaurations ont déjà été exécutées depuis plusieurs siècles. Il y a là un égal danger à faire trop ou trop peu ...”

Viollet le Duc, le 24 septembre 1845 [17]

---

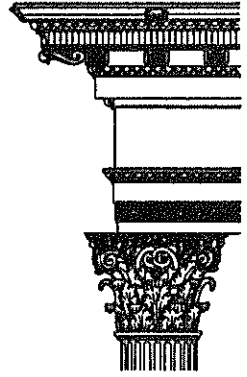
# Sommaire

<b>Introduction</b>	1
<b>1. Les Monuments et les Sites Historiques : définitions</b>	3
1.1 Les Monuments historiques	4
1.2 Classement et inscription	5
1.3 Les Sites	6
1.4 Les objets mobiliers	7
1.5 Conclusion, exemples	7
<b>2. Nature des problèmes affectant les monuments et les sites historiques</b>	9
2.1 Action destructrice de la nature	10
2.1.1 Les radiations solaires	11
2.1.2 La température et la dilatation thermique	11
2.1.3 L'humidité	14
2.1.4 La pluie	16
2.1.5 Le vent	16
2.1.6 La foudre	16
2.1.7 Les désastres naturels	17
2.1.8 Les êtres vivants - la biodégradation	21
2.1.9 Conclusions	22
2.2 Action destructrice de l'homme	23
2.2.1 Les ravages dus aux guerres	23
2.2.2 Les destructions volontaires	24
2.2.3 L'usure par contact	25
2.2.4 La respiration-transpiration de l'homme	26
2.2.5 L'entretien négligé - les restaurations mal conçues	26
2.2.6 La pollution atmosphérique	28
2.2.7 Les mutations d'activités humaines	30
2.2.8 Les travaux proches - la circulation	31
2.3 Action du temps	34
2.3.1 L'action du temps sur l'édifice lui-même	34
2.3.2 L'action du temps sur l'environnement d'un édifice historique (ou sur un site historique)	36
2.3.2.1 Instabilités de falaises et de pentes	38
2.3.2.2 Affaissements	42
2.3.2.3 Ouvrages historiques souterrains	46
2.4 Conclusion	49

<b>3. Les méthodes et les Techniques de Diagnostic</b>	<b>50</b>
3.1 L'état de conservation	52
3.1.1 La géométrie	52
3.1.2 La géologie	53
3.1.3 Caractérisation des sols, des roches ou des pierres	54
3.1.4 Evènements structuraux	55
3.1.5 L'eau	56
3.1.6 Conclusion	56
3.2 L'état de stabilité	58
3.2.1 Les mesures in situ	58
3.2.2 Les calculs simples	60
3.2.3 Les calculs numériques - la modélisation	73
3.3 L'évolution possible	80
3.3.1 Nature et but de la surveillance	80
3.3.2 Techniques instrumentales de surveillance	81
3.3.3 Surveillance des structures	84
3.3.4 Surveillance des sols de fondation	86
3.3.5 Surveillance des sols et massif rocheux environnants	88
3.3.6 Interprétation des mesures	90
3.3.7 Exemples	92
3.4 Les risques	97
3.4.1 Définition	97
3.4.2 Quantifier le risque	98
3.5 Les marges de sécurité	102
3.6 Précautions à prendre	103
3.6.1 Conservation et restauration	103
3.6.2 Conservation et géotechnique	103
3.7 Remèdes possibles	105
3.7.1 Le soutènement porteur	105
3.7.2 Béton projeté et maçonnerie	106
3.7.3 Les ancrages	108
3.7.4 Techniques de consolidation de terrain	110
<b>4. Cas d'application : la carrière des Combarelles</b>	<b>116</b>
4.1 Introduction	116
4.2 La carrière des Combarelles	116
4.2.1 Signes d'instabilité	116
4.2.2 Travaux de reconnaissance	118
4.2.3 Premiers résultats	118
4.2.4 Premières conclusions	119
4.2.5 Premières hypothèses	119
4.2.6 Premières recommandations	120
4.3 Modélisation : première approche	120
4.3.1 Introduction	120
4.3.2 La méthode des éléments finis	121

4.3.3 Le logiciel - les données générales	121
4.3.4 Les différents modèles	123
4.3.5 Interprétation des résultats	124
4.3.6 Conclusion de cette première approche	131
<b>4.4 Modélisation : deuxième approche</b>	<b>133</b>
4.4.1 Introduction	133
4.4.2 Fluage et tassement du sous-sol	133
4.4.3 Poussée et tassement du sous-sol	136
4.5 Conclusion globale sur cette étude	137
<b>Conclusion</b>	<b>139</b>
<b>Bibliographie</b>	<b>141</b>
<b>Annexes</b>	<b>146</b>
A.1. Charte Internationale sur la Conservation et la Restauration des Monuments et des Sites, (ICOMOS-VENISE-1966)	147
A.2. Les Organismes, les Services et les Centres de Documentation	151

# *Introduction*





## Introduction

Ce mémoire constitue principalement un travail de recherche documentaire qui se place à l'interface des préoccupations de l'architecte et de celles du géotechnicien en matière de conservation et de restauration des monuments et des sites historiques.

Il se présente sous la forme d'une revue générale des problèmes affectant les monuments et les sites historiques en trois parties, suivie d'une proposition de méthodologie à appliquer en vue d'établir un diagnostic "géotechnique" sur l'état de stabilité d'un monument ou d'un site historique. Vient ensuite une application de cette méthodologie dans le cas de la carrière des Combarelles (Dordogne, France) qui n'est pas à proprement parler un site historique mais, à défaut de disposer d'un tel site, celui-là y ressemble.

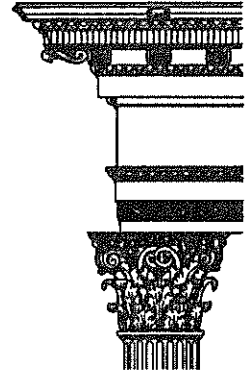
La revue générale des problèmes est présentée comme un inventaire organisé de façon à faire ressortir l'origine de ces problèmes : action de la nature, action de l'homme, action du temps. Si ce choix présente des inconvénients par rapport à un classement phénoménologique car il est parfois difficile de séparer l'action de l'un et l'autre de ces facteurs, il a le mérite de répondre à une exigence actuelle en matière de restauration que Mr Jean Taralon (inspecteur général des monuments historiques) a très clairement exprimée de la façon suivante : "... en bref, intervenir seulement sur les effets du mal et non sur ses causes, est une conception qu'on doit tenir à l'heure actuelle pour périmée."[3].

D'autre part, un tel classement met plutôt en exergue les disciplines ou les métiers qui participent à l'étude et à la restauration des monuments comme la géographie, la climatologie, la pétrographie, la politique, le génie civil, la géotechnique, etc, alors qu'une présentation phénoménologique met plutôt en avant les sciences telles que la chimie, la physique et la biologie. Evidemment on gardera à l'esprit le rôle primordial tenu par les architectes, les archéologues et les historiens dans toute étude concernant un monument ou un site historique.

Les méthodes et techniques de diagnostic retenues dans ce travail ont été principalement empruntées à la discipline géotechnique car on se bornera ici à chercher à évaluer l'état de stabilité **global** d'un monument ou d'un site, et non l'état de conservation de ses éléments constitutifs (les pierres, ...).

Enfin, on tentera avant tout de donner une définition aussi simple et aussi "officiellement" reconnue que possible des monuments et des sites dits historiques.

# *Première partie*



**LES MONUMENTS ET  
LES SITES HISTORIQUES :  
DEFINITIONS**

# 1. Les Monuments et les Sites Historiques : définitions

La définition des monuments historiques a évolué au fil des lois et selon les pays. C'est la Charte de Venise<sup>1</sup> (1964) qui a approfondi la notion de monument historique au niveau international. Selon elle, il s'agit de "toute création architecturale, isolée ou groupée, qui porte témoignage d'une civilisation particulière, d'une évolution significative ou d'un évènement historique". La notion de site historique est, par contre, plus difficile à définir. La Charte de Venise l'évoque en indiquant que "la conservation d'un monument implique celle d'un cadre à son échelle". Un site historique pourrait donc s'identifier à ce cadre. Néanmoins, comme nous allons le voir avec la réglementation française, il n'est pas simple de s'arrêter à des définitions précises et sans équivoque.

## 1.1 Les Monuments historiques [1]

Les peuples ont pris tardivement conscience des valeurs qu'il convient de protéger contre les initiatives du progrès. En France, cette notion est née au XVIIIème siècle. Elle s'est développée au XIXème siècle quand les romantiques notamment ont réclamé de façon virulente qu'une réglementation permette de sauver ce qui méritait d'être transmis aux générations futures. C'est l'époque où Victor Hugo écrit "Notre Dame de Paris" (1830) ainsi que celle où Mérimée, l'auteur de "Carmen", est nommé Inspecteur Général des Monuments Historiques (1834), Viollet le Duc, précurseur dans la restauration des monuments historiques, se fait connaître à cette époque également. La première loi concernant ce sujet fut votée en 1887 mais c'est surtout au XXème siècle qu'un pas décisif fut franchi avec la loi du 31 décembre 1913, qui est toujours appliquée aujourd'hui.

Les principes essentiels de cette loi, complétée et amendée à plusieurs reprises depuis 1913, sont les suivants :

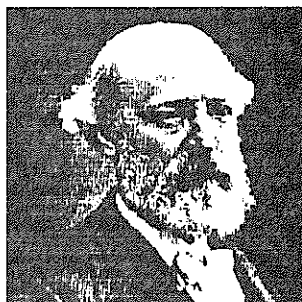
- pour être **classé** ou **inscrit** un immeuble doit présenter un intérêt historique ou artistique que seules l'autorité ministérielle et l'autorité régionale compétente sont en droit de juger<sup>2</sup> en s'appuyant sur un service spécialisé appelé Service des Monuments Historiques.
- tous les biens immeubles (ou meubles) peuvent devenir des monuments historiques, **quel qu'en soit le propriétaire.**
- les biens immeubles (ou meubles) de toutes les époques sont concernées par cette loi, dans la mesure où ils présentent un intérêt historique **ou** artistique. Seules les oeuvres dont l'auteur est vivant ne peuvent être ni classées, ni inscrites.
- pour être protégé par la législation, le bien doit être une oeuvre **humaine** (les grottes préhistoriques qui ne sont pas ornées échappent donc à ce critère). De la même façon, les réalisations de la nature, si rares et harmonieuses qu'elles puissent être ne peuvent être protégées au titre de la loi du 31 décembre 1913. (Il faut noter que les fouilles et les sites

<sup>1</sup> voir annexe 1

<sup>2</sup> La loi du 15 novembre 1984 intégrée dans la loi de 1913 donne au commissaire de la République de région le pouvoir d'inscrire sur l'inventaire supplémentaire les immeubles répondant aux critères de la loi de 1913. Pour le classement, seul le ministre a autorité [4]

naturels sont soumis à d'autres législations, voir *sites* ).

- le ministre (de la Culture) peut tout protéger au titre de la loi à condition de respecter une certaine procédure qui a pour but d'éviter les erreurs et les abus. La Commission Supérieure des Monuments Historiques doit notamment être consultée (sans que son avis soit forcément pris en compte) et l'accord du propriétaire ou de l'affectataire de l'immeuble doit être recueilli. En cas de désaccord ou de litige entre les parties concernées, le classement peut être arrêté en Conseil d'Etat.



Viollet le Duc en 1878

## 1.2 Classement et inscription [1]

Les deux premiers articles de la loi du 31 décembre 1913 définissent deux mesures administratives destinées à assurer la protection des immeubles concernés par ces mesures : le **classement** sur l'inventaire général et l'**inscription** sur l'inventaire supplémentaire des monuments historiques.

La première requiert la signature du ministre, la seconde, celle du commissaire de la République de région. Ces deux mesures diffèrent par les raisons suivantes :

- l'**inscription** ne fait peser que peu d'obligations sur le propriétaire, elle l'oblige simplement à ne rien faire sur l'immeuble (ou partie de l'immeuble) inscrit sans aviser le ministre quatre mois au préalable. Le ministre ne pourra néanmoins s'opposer aux travaux envisagés qu'en engageant la procédure de classement.

- l'immeuble **classé** ne peut être détruit ou déplacé même en partie, ni être l'objet d'un travail de restauration, de réparation ou de modifications quelconques si le ministre n'y a donné son consentement (article 9 de la loi du 31.12.1913).

De même, un monument classé est imprescriptible, c'est-à-dire qu'il ne peut s'acquérir par prescription. Aucune servitude ne peut être établie sur un immeuble classé sauf agrément du ministre (ex : une servitude d'alignement). Un immeuble classé est cessible (donné ou vendu) à condition que le ministre en soit informé.

On notera que les 87 cathédrales de France qui appartiennent d'ailleurs à l'Etat sont classées en totalité parmi les monuments historiques ([26]p12).

### 1.3 Les sites

La notion de site est plus difficile à cerner du point de vue de la législation. En effet, pas moins de quatre lois concernent leur protection<sup>3</sup>. Néanmoins, la tendance actuelle recommandée par les ministères chargés de l'urbanisme et des affaires culturelles, est la création des **Z.P.P.A.U.** (Zones de Protection du Patrimoine Architectural et Urbain), portant sur un périmètre précisément délimité autour des monuments historiques et dans les quartiers et sites à protéger ou à mettre en valeur, dès lors que des raisons d'ordre esthétique, historique ou plus généralement des raisons d'ordre scientifique, légendaire ou pittoresque peuvent être évoquées<sup>4</sup>.

La création d'une Z.P.P.A.U. relève de la loi du 7 janvier 1983, le commissaire de la République de région arrête la décision de création tandis que les effets de cette création sont similaires aux effets du classement d'un monument historique<sup>5</sup>.

Les abords des monuments historiques (classés ou inscrits) peuvent par ailleurs être contrôlés par la loi du 31 décembre 1913 qui définit un périmètre de 500 m de rayon autour du monument à l'intérieur duquel tout immeuble nu ou bâti, visible du monument ou en même temps que lui ne peut faire l'objet d'aucune transformation sans autorisation préalable [1], mais la Z.P.P.A.U. tend à se substituer à cette mesure pour éviter les ambiguïtés.

D'autre part, la protection des monuments naturels et des sites peut relever de la loi du 2 mai 1930. Les dispositions de cette loi sont proches de celle de 1913 et on y retrouve les notions de **sites classés ou inscrits**. Le ministre des affaires culturelles a autorité pour arrêter l'inscription ou le classement tandis que c'est la commission départementale (ou supérieure) des sites, perspectives et paysages qui examine les dossiers. Le préfet joue ici un rôle d'interlocuteur entre les parties concernées.

Dans le cadre de cette loi, une zone de protection spéciale peut être établie autour des monuments naturels ou des sites inscrits ou classés par arrêté du Conseil d'Etat. Dans ce cas, le site est déclaré d'intérêt général et devient un **site protégé**. Dès lors, tous les travaux de quelque nature qu'ils soient et intéressant cette zone doivent être soumis pour avis au ministre des affaires culturelles [4].

Enfin, d'après le code de l'Urbanisme, des secteurs dits "**secteurs sauvegardés**" peuvent être créés et délimités quand ils présentent un caractère historique, esthétique ou de nature à justifier la conservation, la restauration et la mise en valeur. Cette procédure est arrêtée par une décision conjointe du ministre chargé de l'urbanisme et du ministre chargé de l'architecture ou en Conseil d'Etat en cas de problèmes. Un plan de sauvegarde et de mise en valeur est alors établi tandis qu'une autorisation préalable est requise pour tous les travaux affectant ces secteurs. Le quartier du Marais à Paris, le secteur de la Balance à Avignon ainsi qu'un secteur de 150 hectares à Nancy comprenant notamment le cours Léopold, la place Carrière, la place Stanislas, la Pépinière, l'ensemble de la vieille ville, etc, constituent des secteurs sauvegardés [25].

<sup>3</sup> lois du 31 décembre 1913, du 2 mai 1930, du 7 janvier 1983 et code de l'urbanisme [4].

<sup>4</sup> circulaire n° 85-45 du 1 juillet 1985 [4]

<sup>5</sup> l'autorisation des travaux peut être donnée par le commissaire de la République de région après avis de l'architecte des bâtiments de France qui joue un rôle prépondérant de contrôle, ou par le ministre de l'urbanisme si c'est lui qui a créé la Z.P.P.A.U.

Finalement, quand une Z.P.P.A.U. englobe un site classé ou inscrit ou un monument historique classé ou inscrit, les effets de la création de la Z.P.P.A.U. prévalent sur ceux prévus par la loi de 1930 (sites inscrits ou classés) et sur les règles attachées aux abords des monuments historiques. Par contre, la loi de 1913 (monuments historiques) a priorité en ce qui concerne la protection des monuments historiques eux-mêmes.

Un site protégé (loi de 1930) ou un secteur sauvegardé (code de l'urbanisme) ne peut coexister avec une Z.P.P.A.U.. Mais un site protégé peut devenir une Z.P.P.A.U. ou un site classé en tout ou partie.

## 1.4 Les objets mobiliers

Peuvent être classés ou inscrits au titre de la loi du 31 décembre 1913, les objets mobiliers, soit meubles proprement dits, soit immeubles par destination qui présentent un intérêt historique, artistique, scientifique ou technique. Les immeubles par destination classés redeviennent alors des meubles proprement dits [4]. Parmi les objets immeubles par destination, on compte les vitraux, les orgues, les fresques murales, ...

## 1.5 Conclusion, exemples

Le terme "monuments historiques" évoque donc la notion de patrimoine architectural, mais juridiquement, il recouvre moins un domaine qu'une technique de protection visant les objets les plus divers [2].

En plus des **édifices** protégés pour des raisons historiques ou artistiques, il y a les **objets mobiliers** parmi lesquels des immeubles par destination ou par fixation à perpétuelle demeure (vitraux, fresques, orgues...).

La notion d'immeuble couvre également les monuments mégalithiques et les terrains qui renferment des stations ou gisements préhistoriques [2].

Dans la suite nous entendrons par monuments historiques, tout immeuble (ou meuble) classé ou inscrit comme il a été défini par la loi du 31 décembre 1913.

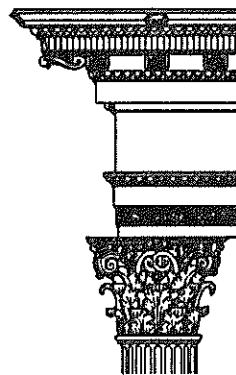
Parmi ces immeubles (ou meubles), les catégories suivantes seront différenciées :

- les **édifices** (ou constructions bâties) telles que les cathédrales, les châteaux, les pyramides ou les monuments mégalithiques...
- les **ouvrages souterrains**, creusés ou façonnés par l'homme comme les tombes souterraines, les habitations, les grottes ornées (donc façonnées par l'homme)...
- les **objets mobiliers** comme des fresques murales, des vitraux, des orgues etc...

Enfin, nous entendrons par **site historique**, une zone (au sens de Zone de Protection du Patrimoine Architectural et Urbain) renfermant ou non un monument historique dont la protection présente au point de vue historique, artistique, architectural, patrimonial ou paysager, un intérêt public et reconnu comme tel. Ce terme conviendrait donc à une cité historique (le Mont St Michel), à un quartier historique à l'intérieur d'une ville, à un temple aux multiples

constructions, à un lieu (un plateau, une vallée, une falaise, ...) renfermant un ou plusieurs monuments historiques, à un espace paysager lié à un ensemble bâti ou façonné comme un canal ou un ouvrage d'art, à un village ancien, à une station balnéaire du début du siècle ...

# *Deuxième partie*



**NATURE DES PROBLEMES  
AFFECTANT LES MONUMENTS  
ET LES SITES HISTORIQUES**



## 2. Nature des problèmes affectant les Monuments et les Sites historiques

Parmi les causes de détérioration des monuments et des sites historiques, la plus uniforme et universelle est la gravité qui s'exerce inlassablement sur les structures d'un monument et sur son environnement. Grâce au temps qui passe et par phénomène entropique, la gravité contribue à détruire les oeuvres humaines.

L'étude de cette cause qui entre dans ce que l'on appellera **l'action du temps**, relève principalement du génie civil et de la géotechnique.

Vient ensuite **l'action de l'homme** qui par le développement de ses activités ou de façon plus directe, engendre une altération souvent très rapide de son environnement et de son patrimoine architectural. L'étude de ces altérations peut relever de plusieurs sciences conjointement dont principalement la chimie, la géologie, la physique mécaniste ou la biologie.

Enfin, **l'action de la nature**, ou plus précisément les conditions climatiques et environnementales participent aux phénomènes de détérioration des monuments et des sites historiques de façon variable selon les régions du monde. Comprendre cette action, c'est faire conjointement ou séparément de la géographie au sens large, de la géologie, de la chimie, de la biologie, éventuellement de la sismologie ou du génie civil.

En fait, cette classification peut paraître arbitraire car les différents processus se combinent généralement de telle manière qu'il devient difficile d'étudier séparément les trois types d'actions relevés ci-dessus. Malgré tout, ces actions seront présentées séparément par souci de simplicité et le chapitre "l'action du temps" comprendra une partie consacrée aux phénomènes strictement géotechniques.

### 2.1 Action destructrice de la nature

L'action de la nature sur la dégradation des monuments et des sites historiques intervient sous différentes formes : celles plus ou moins dépendantes du climat, l'action des êtres vivants ou la biodégradation et les désastres naturels. Le climat, dans tous ses aspects, est une des causes principales de la dégradation des monuments historiques dans la mesure où il touche les matériaux de construction ou de façonnage de ces monuments et par suite, leur structure. Par exemple, un mur de briques séchées résistera plusieurs milliers d'années en milieu désertique très aride (ex : certains mastabas égyptiens datant de 4000 A.C.) alors qu'en milieu humide, 10 années suffiront à le détruire entièrement. La résistance des matériaux aux agents climatiques décroît donc avec le temps et avec l'exposition à ces agents qui sont principalement les radiations solaires, les variations de température, l'humidité de l'air ou du sol, la pluie, le vent, la foudre...

Des effets microclimatiques peuvent s'ajouter à ces agents principaux quand on note par exemple la présence voisine de la mer, d'un lac gelé, quand on se situe à l'ombre d'une montagne, etc... Les ravages produits par les désastres naturels seront évoqués aussi à la fin de cette partie.

### 2.1.1 Les radiations solaires

Les radiations solaires déterminent principalement les conditions climatiques d'une région. De longueur d'onde variant de 0,2  $\mu\text{m}$  (ultraviolet) à 8  $\mu\text{m}$  (infrarouge), ces radiations sont plus ou moins absorbées par les matériaux, leur fournissant ainsi une énergie qui peut participer à leur détérioration. Les radiations les plus énergétiques sont celles qui ont la plus petite longueur d'onde (la plus grande fréquence :  $E = h\nu$ )<sup>1</sup>, c'est-à-dire, ici, les rayons ultraviolets. Ce sont eux qui sont les plus nocifs, particulièrement pour les matières organiques tels que le bois, les textiles et les pigments et ils peuvent entraîner un changement de couleur, un effritement, une perte de substance de ces matériaux et activer des réactions de vieillissement. Par exemple, une pièce de bois non protégée peut s'éroder à une vitesse de 5 à 6 mm tous les 100 ans par l'influence combinée des ultraviolets et des variations rapides d'humidité, [6]-p.94.

Sur les roches ou les pierres, l'influence de ces radiations et notamment des infrarouges, est moindre mais elles contribuent à augmenter leur température superficiellement, ce qui est à l'origine d'un gradient de température et a d'autres effets.

### 2.1.2 La température et la dilatation thermique

Les variations de température proviennent essentiellement de la chaleur fournie par le rayonnement solaire durant le jour (de l'ultraviolet à l'infrarouge) et de la perte de chaleur par rayonnement infrarouge (la terre rayonne en infrarouge) et phénomène de convection durant la nuit. Les roches et les matériaux de construction se réchauffent par rayonnement solaire de trois façons : directement en recevant les rayons du soleil, indirectement par effet de serre à travers un vitrage et indirectement via l'air ambiant dont la température augmente par le rayonnement solaire. Les zones ombragées subissent moins ces variations journalières de la température, et restent simplement affectées par les variations saisonnières.

Un matériau se dilate quand sa température augmente et se contracte dans le cas contraire ce qui est une cause importante de la dégradation de certains édifices. De plus, la couleur des roches ou des pierres influence ce processus de dilatation-contraction, une roche sombre et mate absorbant plus de chaleur qu'une roche claire et réfléchissante. L'amplitude de ce phénomène dépend bien sûr des variations de température externe (figure 1 et 2), mais aussi de l'épaisseur du matériau (quand c'est une pierre taillée ou un banc rocheux), de ses caractéristiques thermiques (Tableau 1) et mécaniques ainsi que de l'hétérogénéité plus ou moins grande de sa composition (les grains minéraux différents pouvant se dilater différemment).

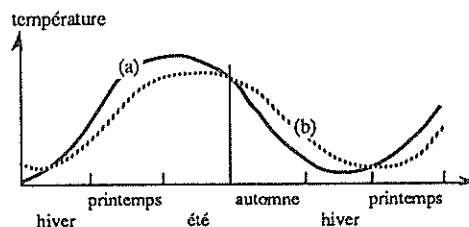


Figure 1 : Comparaison théorique de la température moyenne de l'air ambiant (a) et de celle de la surface d'un large mur de maçonnerie (b), [6]-p.98.

<sup>1</sup>  $\nu$  : fréquence du photon ; h : constante de Planck =  $6,62 \cdot 10^{-27}$ .

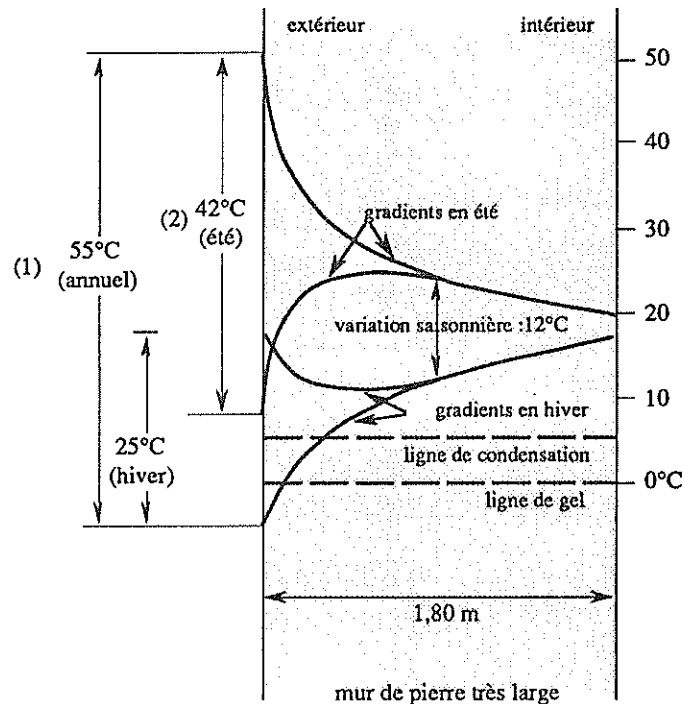


Figure 2 : Répartition théorique de la température à l'intérieur d'un large mur de maçonnerie, [6]-p.98.

Il n'est pas rare qu'une pierre de construction ait une température nettement supérieure à l'air ambiant (ex : 40° C pour l'air ambiant et 70° à 80°C pour la surface des grès, en Haute Egypte, [9]-p.826). Evidemment, les variations journalières de température dépendent du climat. Elles sont faibles dans les régions tropicales ou équatoriales humides, moyennes dans un climat océanique tempéré, importantes dans les régions désertiques extrêmement arides. A titre d'exemples, les variations de température mesurées à la surface de pierres peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes ([6]-p.95) :

- 5°C/h à Borobudur (Indonésie) (de 25 à 45°C en 4 heures)
- 3,25°C/h à Abu-Simbel (Egypte) (de 15 à 41° C en 8 heures)
- 16°C/(demi-heure) à Persepolis (Iran) (de 2 à 34°C en 6 heures).

Ces variations de température portent leurs effets sur les couches externes des roches et des pierres car on peut considérer qu'au delà de 50 mm de la surface, la température de celles-ci ne subit pas de variations journalières [6].

D'un point de vue mécanique, ces variations de température induisent des contraintes dites contraintes thermiques dont les valeurs dépendent de cinq facteurs principaux.

- l'écart de température  $\Delta T$  (°C)
- le coefficient de dilatation thermique  $\lambda$  (°C<sup>-1</sup>)
- le module d'élasticité du matériau E (Pa)
- le confinement de la roche ou de la pierre
- la présence d'eau, d'humidité.

Matériaux	Coefficient de dilatation thermique linéaire $\times 10^{-6} \text{ (m/m)}^\circ\text{C}^{-1}$
Béton	10
Calcaire	7
Brique	5
Granite	8
Fer	11
Acier	10 à 14
Cuivre	16,8
Plomb	29,4
Pin (direction des fibres)	5,4 (direction perpendiculaire : 34,1)
Chêne (direction des fibres)	3,4 (direction perpendiculaire : 28,4)
Résines époxy	60

Tableau 1 : Coefficients de dilatation thermique linéaire de matériaux utilisés en construction, [6]-p.94.

En effet, en absence d'eau par exemple, la contrainte qui se développe dans un objet en pierre s'écrit de façon simplifiée :

$$\sigma = E\varepsilon = E \frac{\Delta l}{l}$$

$\Delta l$  : déformation longitudinale parallèle à la direction de contrainte.

$l$  : longueur de l'objet

or :

$$\lambda = \frac{\Delta l}{l} \times \frac{1}{\Delta T}$$

d'où :

$$\sigma = E \lambda \Delta T$$

Pour un calcaire soumis à une variation thermique de  $40^\circ\text{C}$  et ayant les caractéristiques suivantes :

$$\lambda = 7 \cdot 10^{-6} \left( \frac{\text{m}}{\text{m}} \times \frac{1}{^\circ\text{C}} \right)$$

$$E = 1,2 \times 10^{10} \text{ Pa (120 000 bars)}$$

On obtient  $\sigma = 3,36 \times 10^6 \text{ Pa} = 33,6 \text{ bars}$  ce qui peut être supérieur à la résistance à la traction du calcaire. Cette dilatation (puis contraction) a peu d'effet si l'objet est libre de se dilater, mais elle peut engendrer des désordres si l'objet est bloqué de façon rigide [7]. Par

exemple, des objets de faible épaisseur comme les dalles peuvent subir des flexions déformantes qui se traduisent par des incurvations et des bombements caractéristiques.

On mesure alors l'importance qu'il y a dans un édifice à utiliser des pierres de caractéristiques thermiques uniformes pour éviter des déformations différentielles dans la structure de l'édifice et aussi à utiliser, entre les pierres, des joints d'expansion correctement dimensionnés pour éviter aux efforts de se propager d'une pierre à l'autre.

De plus, si l'eau est présente dans une pierre réchauffée par le soleil, deux phénomènes apparaissent qu'il ne faut pas négliger dans l'étude des mécanismes possibles de dégradation :

- une évaporation de l'eau présente dans les capillaires superficiels du matériau avec un mouvement consécutif du liquide de l'intérieur vers l'extérieur. Environ 70 % de la totalité de l'eau peut ainsi être mobilisée, exerçant des pressions lors de l'évaporation sur les couches les plus externes de la pierre qui peuvent conduire à l'apparition d'exfoliations [7].
- une dilatation de l'eau présente sous forme de couche monomoléculaire dans la pierre.

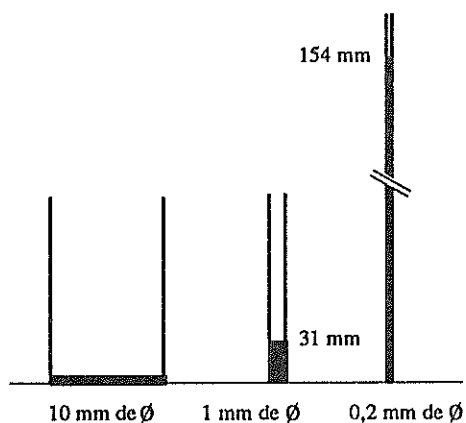
### 2.1.3 L'humidité

La présence d'eau sous toutes ses formes peut causer ou accélérer l'altération d'une pierre ou d'une roche. Cette eau peut provenir de la pluie par contact direct avec la pierre ou la roche puis par absorption. Elle peut également provenir d'un mouvement capillaire de l'eau contenue dans le sol ou dans une nappe souterraine, l'amplitude de ce phénomène dépendant en grande partie de la taille des pores et de leur distribution ainsi que de la quantité d'eau évaporée à la surface de pierre (figure 3). La montée capillaire de l'eau dans un édifice en pierre peut atteindre 8 à 10 m de hauteur et très couramment 4 à 5 m ([6]-p.99). C'est cette eau qui est souvent la plus destructrice pour la pierre car elle transporte généralement des sels en provenance du sol qui, quand l'eau s'évapore, cristallisent et exercent ainsi des efforts à l'intérieur de la pierre (figure 4).

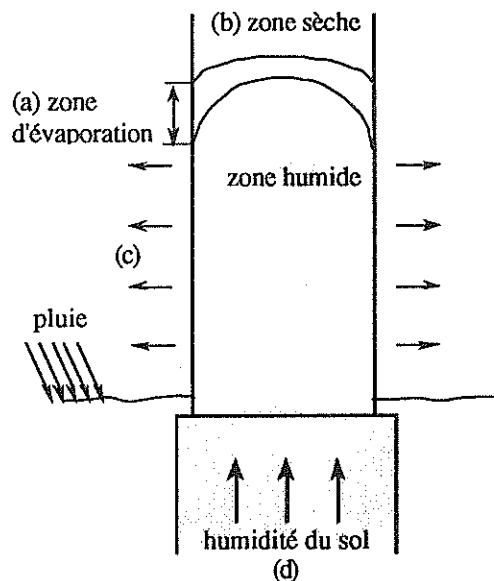
Enfin, l'eau peut pénétrer dans la pierre ou la roche simplement par contact avec une atmosphère humide et ceci par condensation (air chaud contre pierre froide) ou par contact avec de l'eau en suspension dans l'air comme le brouillard...

L'influence combinée de la présence d'eau et de la température joue un rôle prépondérant dans la dégradation possible des pierres et des roches. Cette dégradation peut se produire par l'action répétée d'un réchauffement et d'un refroidissement, la dilatation et la contraction des molécules d'eau pouvant alors représenter un agent disruptif, particulièrement dans les roches de faible résistance. Par exemple, quand la température de l'eau passe de 0°C à 60°C, cette dernière se dilate de 1,5 % exerçant une pression pouvant atteindre localement 52 MPa (520 bars). D'après Winkler (1973) une variation de température de 40°C pendant une journée peut produire des pressions locales de l'ordre de 26 MPa.

Winkler a aussi montré que la dilatation et la contraction de l'eau (pure) dans les capillaires peut localement détruire certains types de grés en une seule année ([8] ou [9]-p.709).



*Figure 3 : Capillarité.  
La montée capillaire augmente quand  
la taille du passage diminue, [6]-p.99.*



*Figure 4 : L'humidité dans un mur.  
(a) : différence entre les zones d'évaporation en été  
et en hiver. La détérioration due à la cristallisation  
est critique à cet endroit.  
(b) : la pierre ou la brique est considérée comme  
sèche pour une teneur en eau inférieure à 3% du  
volume ou 5% de la masse.  
(c) : évaporation constante à la surface seulement  
(d) : l'humidité vient d'une nappe ou de l'humidité  
du sol. [6]-p.100.*

Comme nous l'avons fait remarquer précédemment, la présence de sels solubles dans l'eau provient du sol, d'une atmosphère saline (en bordure de mer par exemple) ou polluée ou plus simplement du sel qu'on dépose sur les routes enneigées. En cristallisant sous l'effet de la température, ils peuvent causer des efflorescences à la surface de la pierre. La résistance de la roche à la cristallisation des sels dépend de sa structure interne et décroît quand la proportion des petites pores augmente, [8] ou [9]-p.710, d'après Anon (1976).

Les pressions exercées par la cristallisation de sels dans les pores de la roche peuvent atteindre 100 MPa pour le gypse ( $\text{CaSO}_4 + n\text{H}_2\text{O}$ ), 120 MPa pour l'anhydrite ( $\text{CaSO}_4$ ), 100 MPa pour la kiesérite ( $\text{MgSO}_4 + n\text{H}_2\text{O}$ ) et 200 MPa pour la halite ( $\text{NaCl}$ ), [8] ou [9]-p.710. Ces pressions sont suffisantes pour détériorer localement la roche.

Une fois cristallisés, ces sels peuvent encore se dilater ou se contracter sous l'influence de variations de température, la halite, par exemple, se dilate de 0,5 % quand la température passe de 0°C à 60°C, ce qui peut contribuer à l'altération des pierres, [8] ou [9]-p.710.

Un autre effet possible de la combinaison "eau-variation de température" est l'existence, dans les régions froides ou tempérées, de cycles gel-dégel. Les mécanismes de détérioration des pierres et des roches par cette action sont encore mal expliqués mais on sait que parmi les facteurs les plus importants de ces mécanismes on trouve : la porosité, la distribution volumique des pores, les propriétés lithologiques, la perméabilité et la position de la pierre dans l'édifice ou de la roche dans son environnement.

#### 2.1.4 La pluie

L'action de la pluie rejoint évidemment celle de l'humidité. En frappant la surface des pierres, elle les imprègne d'eau ou les détériore par le choc des gouttes d'eau. En s'infiltrant dans le sol, elle permet la remontée capillaire d'eau dans les roches et les pierres, ou change le niveau des nappes entraînant les conséquences mentionnées plus haut.

Mais la pluie, en transportant aussi des gaz dissous provenant de la pollution atmosphérique (particulièrement en zone urbaine), peut entraîner, dans les régions concernées par ce problème, une altération chimique dont il sera question au chapitre 2.2.6. Ces pluies, plus connues sous le nom de pluies acides, représentent une cause majeure de l'altération de monuments ou de sites historiques en milieu urbain ou industriel.

#### 2.1.5 Le vent

Evidemment, un édifice doit être capable de résister aux pressions exercées directement par le vent et au phénomène d'aspiration associé, du côté abrité de l'édifice. Et même si d'anciens monuments ont résisté aux vents jusqu'à nos jours, il n'est pas sûr qu'ils le fassent toujours, surtout si d'autres facteurs contribuent à affaiblir leur structure. On sait que le sommet de la Tour Eiffel a pu se déplacer horizontalement d'environ 2 mètres, la cathédrale de Norwich en Angleterre a déjà vu sa flèche se déplacer de 76 mm en avant et en arrière à causes de vents forts, [6]-p.107.

Certaines régions côtières subissent régulièrement des vents ayant des vitesses moyennes de l'ordre de 100 km/h avec des maxima à 160 km/h (sur la côte ouest de l'Ecosse par exemple).

Les vents forts ont pu être aussi la cause de la destruction complète d'édifices ou d'ouvrages d'art comme ce fut le cas du fameux pont suspendu de Tacoma (USA) qui se mit à vibrer par un phénomène de résonance dû aux vents et qui fut complètement détruit en 1940.

Sans compter aussi les dommages causés aux toits des édifices qui sont fréquents, le vent participe évidemment à l'érosion des roches, dans les sites et des pierres, sur les monuments. Ceci vient principalement du fait que le vent peut transporter d'énormes quantités de particules solides comme le sable, la poussière, etc... C'est la raison pour laquelle la façade du temple d'Abu-Simbel (Egypte) fut sérieusement endommagée à la suite d'une violente tempête.

Le vent peut aussi contribuer à l'évaporation rapide de l'eau des roches et des pierres conduisant à la cristallisation de sels, non plus en surface, mais en profondeur.

Enfin, quand le vent se conjugue avec de fortes pluies, leurs effets respectifs s'ajoutent et amplifient les mécanismes de dégradation.

#### 2.1.6 La foudre

La foudre est peut être la cause naturelle la plus fréquente de dégâts violents sur les monuments et les sites historiques. Elle se produit pour équilibrer les potentiels électriques de la terre et de l'atmosphère, en donnant naissance à une décharge électrique pouvant atteindre 160000 ampères en une fraction de seconde, [6]. Cette décharge prend généralement la forme de deux éclairs, l'un de l'atmosphère vers la terre dissipant 60 % de l'énergie de cette décharge,

l'autre en sens contraire qui libère les 40 % restant, [6]. Il est bien connu que cette foudre touche généralement le sommet d'objets pointus (les bâtiments, les arbres...). Si la décharge électrique se propageant de la pointe en question jusqu'au sol est opposée à une résistance substantielle (résistance électrique), des dégâts peuvent se produire. C'est la loi d'**Ohm**, qui veut que l'énergie se dissipe dans une résistance quand un courant électrique la traverse. Dans le cas de la foudre, la puissance mise en jeu peut atteindre plusieurs milliers de méga watts, [6]. Cette énergie se dissipe sous forme de chaleur, si bien que l'humidité présente dans les matériaux est échauffée de manière explosive, d'où le déchirement des arbres et le fracassement des pierres pouvant endommager sérieusement certains édifices.

Une autre conséquence de la foudre réside dans la possibilité qu'elle a d'enflammer le bois, c'est-à-dire essentiellement les poutres et autres éléments boisés de structure ou de charpente des édifices, quand un objet, un conduit métallique, un fil ou un appareil électrique fond par induction sous l'effet de la décharge... On aura compris alors l'intérêt d'installer des paratonnerres ou des systèmes équivalents pour réduire au maximum ces désagréments.

### 2.1.7 Les désastres naturels

Parmi les facteurs naturels de dégradation, il y en a qui provoquent une destruction rapide et souvent complète des monuments ou des sites historiques, sans compter les pertes de vies humaines et les souffrances qu'ils entraînent.

Ces facteurs sont les catastrophes dont l'origine peut être tellurique (tremblements de terre, glissements de terrain, éruptions volcaniques, tsunamis), météorologique (cyclones, tornades) ou hydrologique (inondations, raz de marée, avalanches, etc...), [10]. Ces phénomènes sont encore souvent imprévisibles et causent d'énormes dommages sur les monuments historiques qui n'ont jamais été conçus de manière à supporter leurs effets.

Pour ne citer que quelques exemples, on notera les tremblements de terre de 1950 et 1971 au Pérou qui ont sérieusement endommagé les villes historiques de Cuzco et Trujillo respectivement, celui de 1975 en Birmanie qui a dévasté Pagan, la ville historique aux 2000 pagodes bouddhistes. Ceux de 1976 en Italie, de 1979 dans la République du Monténégro, de 1980 en Algérie ou de 1983 en Colombie ont détruit en partie ou complètement des sites historiques ou archéologiques, [10] (figure 5).

Des inondations et des affaissements de terrains ont endommagé Venise (Italie) et les célèbres crues du Nil ont régulièrement inondé, par le passé, le pied de nombreux monuments pharaoniques.

Ce sont les séismes qui se sont avérés les plus destructeurs, les plus meurtriers et les plus fréquents. Dans un tel cas, les monuments bâtis sont brusquement soumis à une accélération erratique transmise par le sol dont l'intensité et le signe changent plusieurs fois par seconde, [10]. Les composantes horizontales de cette accélération sont les plus dangereuses car elles soumettent la structure à des efforts horizontaux en vue desquels elle n'a pas été conçue, [10]. Ces efforts engendrent alors des tractions auxquelles les maçonneries ne peuvent résister. De plus, les composantes verticales de l'accélération réduisent ou annulent par instant l'action de la pesanteur et donc l'effort de compression qui assurait la cohésion de la maçonnerie et lui aurait permis de mieux résister aux accélérations horizontales, [10].

Les influences cumulées de ces mécanismes conduisent alors à l'apparition de fissures, plus



ou moins larges et plus ou moins profondes dans l'édifice, sa structure se démantèle jusqu'à l'éroulement partiel ou complet (figures 6 à 15).

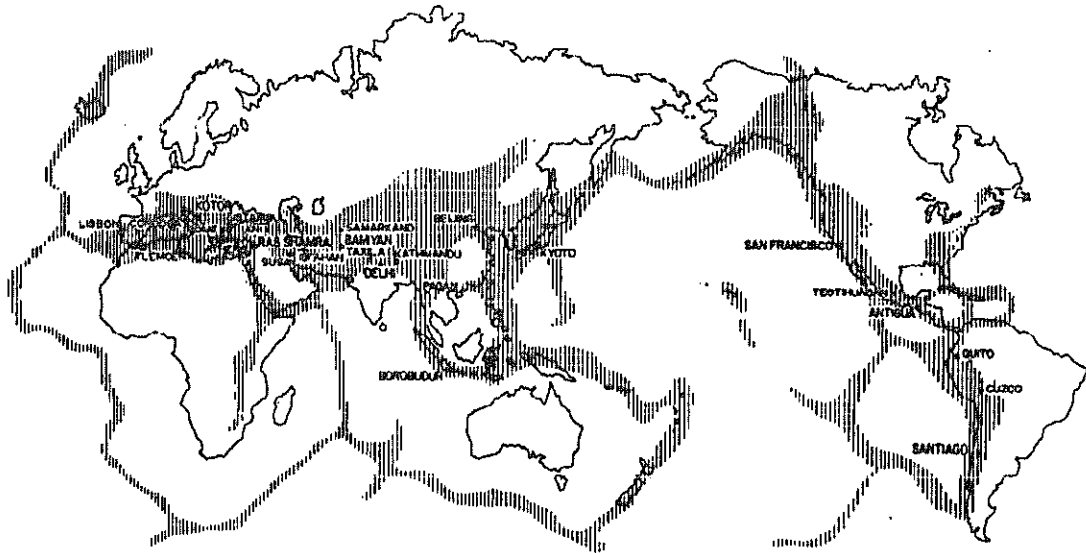


Figure 5 : Zones séismiques du globe, cités et monuments historiques, [10]-p.33

Les schémas suivants (figures 6 à 15) issus du rapport de l'UNESCO sur les séismes ([10]) illustrent les effets pouvant affecter les différents éléments d'un monument bâti :

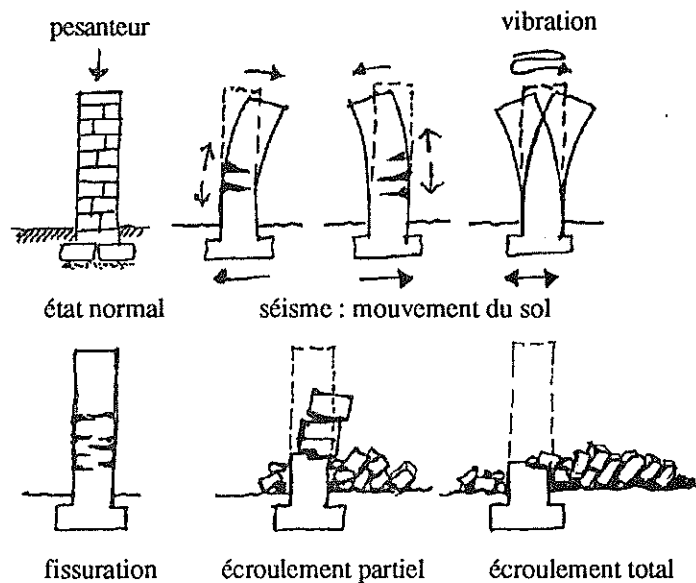


Figure 6 : Effets d'un séisme sur un mur de maçonnerie. Cas d'une accélération horizontale maximale dans le sens transversal, [10]-p.11.

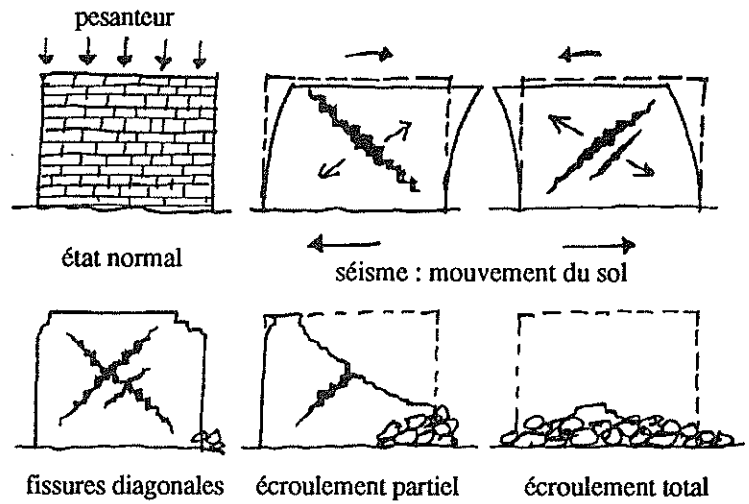


Figure 7 : Effets d'un séisme sur un mur de maçonnerie.  
 Cas d'une accélération horizontale maximale dans le sens longitudinal  
 qui fait vibrer le mur comme un tout, [10]-p.12.

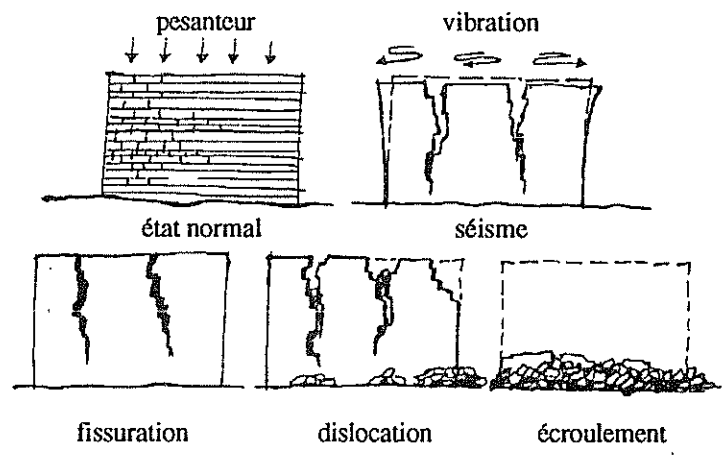


Figure 8 : Effets d'un séisme sur un mur de maçonnerie.  
 Cas d'une accélération horizontale maximale dans le sens longitudinal  
 qui fait se fractionner le mur en morceaux qui vont répondre chacun de façon distincte  
 et indépendante à la vibration sismique induite par le sol, [10]-p.12.

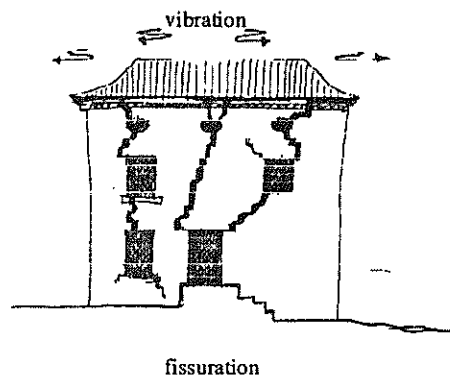
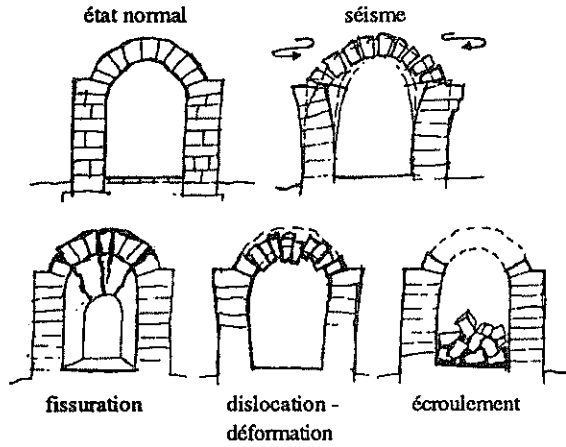
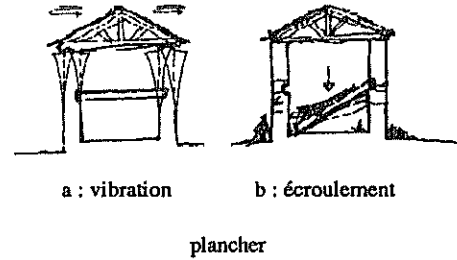


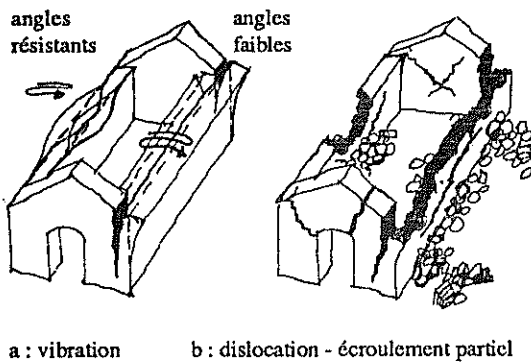
Figure 9 : Effets d'un séisme sur un mur de maçonnerie.  
 Un mur est rarement homogène et isolé. Les baies sont des points faibles, et les fissures, qui suivent les lignes de  
 moindres résistances vont généralement se concentrer vers les portes et les fenêtres, [10]-p.13.



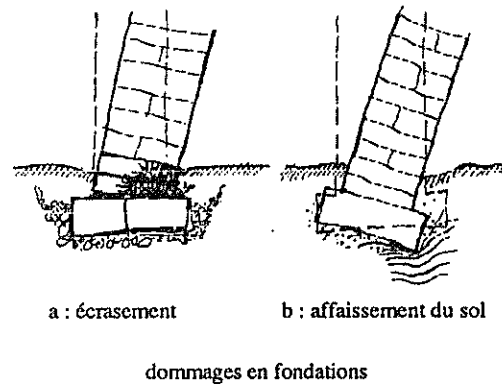
**Figure 10 : Effets d'un séisme sur les voûtes.** Pendant les vibrations, chaque mur porteur a tendance à vibrer indépendamment. Les phases d'écartement annulent les forces de compression qui maintenaient ensemble les éléments de la voûte, d'où l'apparition de fissures longitudinales, la déformation de la voûte puis son écroulement, [10]-p.13.



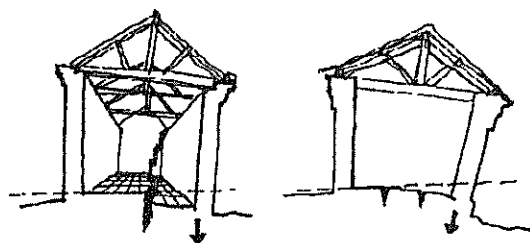
**Figure 11 : Effets d'un séisme sur les planchers.** Lorsque les poutres et les solives des planchers ne sont pas engagées profondément ni ancrées dans les murs, l'écartement temporaire des murs pendant certaines phases de vibration peut provoquer l'effondrement des planchers, [10]-p.14.



**Figure 12 : Effets d'un séisme sur un bâtiment simple.** Selon la qualité des liaisons structurales, le comportement des bâtiments et de chaque élément de structure sera différent. Mais on peut observer la tendance de chaque mur à réagir selon ses propres caractéristiques dynamiques, et par conséquent, à se séparer des autres éléments par dislocation, [10]-p.14.

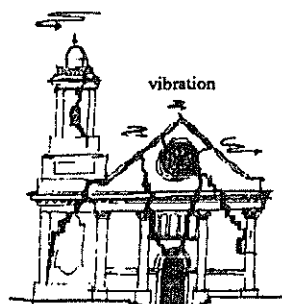


**Figure 13 : Effets d'un séisme sur des fondations.** Les dommages se manifestent en particulier par l'inclinaison d'ensemble, dès la base, d'éléments structuraux (murs, piliers) qui implique soit un écrasement localisé de la fondation ou des premières assises, soit un tassement du sol, sous les fondations, [10]-p.14.



fondations endommagées

*Figure 14 : Effets d'un séisme sur des fondations. Les désordres en fondation se reconnaissent encore à la fissuration ou la déformation des sols de rez-de-chaussée, en particulier s'il existe une différence de niveau entre les deux côtés de la fissure (vue de gauche) ou une inclinaison notable du sol (vue de droite), [10]-p.16.*



fissuration - dislocation

*Figure 15 : Effets d'un séisme sur un monument. Le comportement est plus complexe, mais, dans le principe on retrouve les caractéristiques suivantes : sous de faibles accélérations, la structure vibre d'ensemble. Quand l'accélération devient trop forte, chaque élément vibre indépendamment, [10]-p.17.*

### 2.1.8 Les êtres vivants - la biodégradation

En plus des effets climatiques qui se portent en général sur une grande partie ou sur l'ensemble d'un monument ou d'un site historique, l'importance de la biodégradation, dont les formes dépendent aussi du climat, n'est pas à négliger même si elle ne touche que très localement le monument ou le site. Il n'existe pas, en effet, de matériau rocheux ou végétal qui ne soit pas contaminé par un quelconque agent biologique, [7]. Dans des conditions de pollution de l'air et dans des régions pluvieuses et froides, donc principalement en Europe, les dommages d'origine biologique sont certainement mineurs par rapport aux problèmes que posent les mécanismes physiques tels que le gel-dégel ou la cristallisation des sels. Au contraire, dans les climats chauds et humides, où le développement industriel n'a pas encore trop affecté la qualité de l'air, les formes d'altération (des pierres notamment) qui sont les plus fréquentes ou visibles sont liées à la présence d'agents biologiques.

La biodégradation comprend les dommages provoqués par les organismes microscopiques mais aussi ceux engendrés par les insectes et les mammifères (les chauves-souris par exemple), par la croissance des plantes et par les oiseaux.

Pour simplifier, on notera que les organismes biologiques d'altération les plus souvent rencontrés sur les pierres sont les algues microscopiques. Souvent, elles s'installent à la surface des matériaux très poreux et déjà abîmés et pénètrent entre les microfractures ou sur des fragments déjà partiellement dégradés, [7]. Leur croissance peut détacher ces fragments ou disloquer localement, et plus en profondeur, la structure de la pierre.

Les lichens sont également des agents très répandus, leurs effets ne sont pas parfaitement identifiés et on les considère parfois comme protecteurs des surfaces sur lesquelles ils se développent. Dans certains cas cependant, on a observé une action corrosive produite par leur action métabolique acide, surtout vis-à-vis des matériaux calcaires, [7]. Dans d'autres cas, ces lichens peuvent détériorer la pierre par une action mécanique due à leur contraction ou leur expansion quand ils sont alternativement humidifiés et séchés ([11]-p.198, d'après E.J. Fry, 1924), voir figure 16.

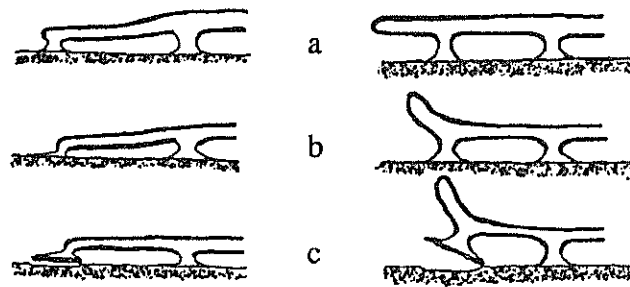


Figure 16 : Processus possible d'altération des pierres par les lichens.  
 (a) : conditions humides ; (b) et (c) : phases d'assèchement, [11]-p.198.

Le rôle des bactéries de la chimiosynthèse, des champignons (actinomycètes en particulier) et des bactéries hétérotrophes, est encore mal connu, [7].

Parmi les organismes macroscopiques, les plantes, qui enfoncez leur racines dans les fissures des bâtiments, les joints de la pierre, dans le sol sur lequel est bâti l'édifice ou dans les fractures qui se développent au sommet des falaises proches d'un monument, exercent par leur croissance, des pressions qui tendent à agrandir ses fissures, pouvant mettre en péril certains éléments de ces monuments.

En plus du dommage mécanique, des échanges entre les ions  $H^+$  des racines et les cations alcalins et alcalino-terreux des minéraux constituant les pierres ou les roches, provoquent une lente transformation de leur matière qui peut nuire à leur tenue et à leur résistance.

Une autre forme de biodégradation qui atteint parfois des degrés de gravité importants est celle que causent les oiseaux et en particulier les pigeons (France, Italie,...). En dehors de l'action chimique possible des excréments sur les pierres et de l'action mécanique provoquée par les griffes et les becs (qui ne fait que s'ajouter, bien souvent, à d'autres formes de dégradation), les oiseaux provoquent surtout un dommage esthétique par l'amoncellement de leurs excréments dont le nettoyage peut être difficile et coûteux (pour des raisons d'accès) [7].

### 2.1.9 Conclusions

Comme on vient de le voir dans cette partie, la nature pose des problèmes aux personnes chargées de la conservation des monuments et des sites. L'étude de ces problèmes nécessite la mise en oeuvre de nombreux spécialistes d'horizons divers. Certains aspects de l'altération "naturelle" des monuments et des sites historiques restent obscurs et demanderaient que des recherches soient lancées. De plus, on ne dispose pas toujours des données dont on aurait besoin comme les variations de température, le niveau des pluies, des nappes, le degré d'hygrométrie, etc., à des échelles suffisamment locales pour être exploitables. Enfin, étant donné qu'il est impossible de s'opposer aux forces de la nature, il serait avantageux de trouver des solutions techniques de prévention ou d'accommodation de ces forces en particulier en matière de séismes.

Malheureusement, la nature n'est pas la seule responsable des maux de nos monuments, l'homme contribue souvent à les nourrir ou à en créer, comme nous allons le voir maintenant.

## 2.2 Action destructrice de l'homme

Mises à part les nécessaires transformations du milieu de vie, de travail, de loisir, plus ou moins judicieusement réalisées, l'homme a exercé, et exerce toujours, une action destructrice directe. Il s'agit notamment des ravages dus aux guerres, des destructions et dégradations volontaires mais aussi des problèmes d'usure par contact plus ou moins volontaires de la main ou du pied de l'homme, des problèmes liés à la respiration-transpiration de l'homme dans des sites ou monuments clos ou mal ventilés et des problèmes dus à des restaurations mal conçues ou un entretien négligé.

D'autre part, à cause d'une activité industrielle croissante, la pollution atmosphérique affecte l'état de conservation de sites et de monuments historiques, de même, l'influence de travaux proches de ces derniers peut se manifester par des vibrations, des éboulements ou des affaissements de terrain au niveau de ces monuments et sites, tout comme les mutations d'activité humaine peuvent modifier rapidement leur environnement immédiat. Ces effets sont indirectement produits par l'homme et peuvent néanmoins avoir des conséquences rapides et destructrices sur les monuments et les sites historiques.

### - Causes directes -

#### 2.2.1 Les ravages dus aux guerres

Les guerres civiles ou étrangères ont toujours présenté une menace directe essentielle pour les ensembles monumentaux. Il n'est qu'à faire le bilan des pillages de villes, de monuments, de châteaux, des remparts rasés tout au long de l'histoire de chaque pays. D'autre part, avec la montée en puissance des moyens de guerre modernes, les ravages occasionnés ont pris une ampleur considérable d'autant plus que les édifices civils et les agglomérations urbaines ont été souvent choisis pour cible.

Les deux dernières guerres mondiales ont causés d'énormes dommages, que ce soit en Allemagne, en U.R.S.S., en Italie, en Pologne, en Hollande, en Yougoslavie ou en France. Dans bien des cas, des monuments et des quartiers anciens ont été tellement touchés que leur restauration équivaut à une reconstruction, [5]. En France, des dizaines de monuments ont ainsi été endommagés ou en partie détruits comme l'Eglise abbatiale de Lessay, située au centre des combats du débarquement en Normandie, qui fut presque perdue ; l'église de Valognes fut ravagée avec tout le centre de la cité ; Notre Dame de Saint Lô, en Normandie également, perdit une tour et toutes les voûtes de sa nef en 1944, [3] ; la cathédrale de Reims fut tellement touchée pendant la première guerre mondiale qu'on songea un moment la conserver en l'état (c'est-à-dire ruinée) pour porter le témoignage de la guerre aux générations futures.

Pour ne citer qu'un autre exemple plus récent, il y a aussi les temples d'Angkor qui furent saccagés, pillés et rougis par les pluies et la végétation pendant 15 années de guerre au Cambodge depuis 1972. Les statues ont servi de cible aux soldats ; quand les idéologues de Pol Pot ont pris le pays en main, les miliciens ont rassemblé des statues de bouddhas et d'orants pour les détruire et les marteler. Les douves protectrices des temples ont été asséchées pour servir de rizières. Des têtes de statues ont aussi été arrachées pour être revendues à bon prix

(L'Express-29 septembre 1989). De nombreux exemples pourraient être également cités de toutes les régions du monde et de toutes les époques.

### 2.2.2 Les destructions volontaires

Ces destructions de monuments ou de sites historiques sont plus complexes et des occasions diversent ont poussé et poussent encore les hommes à saccager. Tout d'abord, l'homme détruit par ignorance ; il ne connaît pas, ou sous-estime, la valeur du patrimoine. C'est pour cette raison notamment, que des monuments de pierre ont été en partie démolis quand l'homme les a utilisés comme des carrières de pierres existantes. On a vu, par exemple, des mosquées égyptiennes bâties avec les pierres des temples et des pyramides d'époque pharaonique. De la même façon, l'Abbaye de Cluny en Saône et Loire (France) qui fut la plus grande église de la chrétienté jusqu'à la construction de Saint-Pierre de Rome au début du XVI<sup>e</sup> siècle, fut démantelée pendant et après la Révolution. Bien souvent, l'intolérance religieuse, voire le racisme d'un peuple envers une minorité entraîna à chaque fois, désintérêt, négligence et malveillance à l'égard des témoins artistiques du peuple méprisé ; c'est le cas de la Turquie et de la Grèce envers l'art byzantin pour les uns, turc pour les autres, [5].

En plus des destructions "par ignorance" ou par "malveillance" on trouve également les destructions par "idéologie" dont font partie les effets de l'intolérance religieuse déjà cités. L'un des exemples les plus marquant de cette fin de siècle est sans conteste le cas de la Roumanie. Bucarest par exemple, détient probablement le record absolu de démolitions en temps de paix, [12]. Sous la pulsion du dictateur Ceausescu, la guerre fut menée contre les traces de l'histoire du peuple roumain. La capitale tout comme le reste du pays commencèrent à ressentir les effets de sa politique dans les années 1970 avec des actes de vandalisme exercés contre la résidence de Gheorghiu-Dej, le prédécesseur de Ceausescu. Le tremblement de terre de 1977 aggrava les visions du dictateur qui voulu faire émerger des ruines une ville nouvelle. L'équivalent de deux arrondissements parisiens (6 km carrés) fut rasé en plein coeur de Bucarest, puis les démolitions d'églises et de monastères se succédèrent dont le fameux monastère de Vacaresti en 1985, [12]. D'autre part, "le plan de systématisation des villages" déjà très avancé au moment de son abrogation au début de 1990 par le nouveau gouvernement roumain, menaçait l'existence de nombreux sites et villages porteurs d'un patrimoine architectural extrêmement riche.

Dans une moindre mesure, la "perte de fonction" d'un bâtiment ou d'un ouvrage souterrain entraîne souvent sa dégradation rapide. C'est surtout sensible pour les monuments et ouvrages religieux dont un grand nombre est actuellement désaffecté, étant donné le dépérissement de la pratique culturelle, [5]. L'inutilité économique rend le monument beaucoup plus vulnérable : il n'est plus entretenu donc il se détériore rapidement, [5]. Puis très vite il devient gênant et on l'abat au nom du progrès et de l'avenir. Les mutations des civilisations ont contribué directement, de cette manière, à la perte totale ou partielle de nombreux éléments du patrimoine architectural. Pour ne citer qu'un exemple, la disparition de la civilisation pharaonique a entraîné la dégradation ou la destruction de nombreux temples égyptiens qui avaient pourtant été longtemps entretenus, restaurés et utilisés pendant des centaines d'années, bien avant la naissance du Christ.

Enfin, quotidiennement encore aujourd'hui, des édifices historiques subissent des dégradations volontaires par "vandalisme" de la part de personnes isolées qui n'hésitent pas à

marteler, à peindre des oeuvres passées dont la restauration conduit à chaque fois à les fragiliser ou à leur faire perdre, petit à petit, leur identité historique. Enfin, les vols de statues ou de bas-reliefs (Egypte par exemple) sont à l'origine de dégradations possibles de certains éléments d'édifices ou d'ouvrages souterrains.



*"Latone" vandalisée en 1980 (Parc de Versailles): bombage au minium et bris de détails (nez).  
"Monuments Historiques n°138".*

### 2.2.3 L'usure par contact

Qui n'a pas eu l'envie de toucher des statues, des bas-reliefs, des inscriptions hiéroglyphiques pour ressentir la finesse d'exécution de ceux-ci et avoir la sensation, par on ne sait quel mécanisme tactilo-nerveux, de replonger des siècles, voir des millénaires en arrière et admirer quelques instants la grandeur des civilisations anciennes.

Ainsi, ce sont des centaines de mains qui caressent chaque jour les rondeurs adoucies des bas-reliefs trois fois millénaires que l'on trouve dans les temples et les tombes égyptiennes.

Bien entendu, certains d'entre eux ont perdu totalement leur couleur après quelques années d'exposition aux visiteurs mais, en plus, ils perdent leur forme originale, en subissant chaque jour les effets d'une érosion mécanique provoquée par le contact des doigts.

De la même façon, mais à qui le reprocher, l'usure des marches, qui mènent aux lieux les plus chargés d'histoire, se fait sentir d'autant plus fortement que la fréquentation du lieu est importante. Même si la marche en question n'est qu'un élément mineur de l'ensemble architectural ancien, il n'est pas moins vrai qu'elle fut foulée autrefois par des personnages illustres, posée à son endroit avec la plus délicate attention et contribue très souvent à l'harmonie de l'ensemble. C'est pourquoi sa conservation est à considérer au même titre que le reste de l'ensemble architectural.



#### 2.2.4 La respiration-transpiration de l'homme

L'effet de la respiration et de la transpiration de l'homme se manifeste essentiellement à l'intérieur des monuments clos ou dans les ouvrages souterrains historiques de deux façons : elles contribuent d'une part, à modifier le degré hygrométrique (ou taux d'humidité) et d'autre part, la respiration produit du gaz carbonique ( $\text{CO}_2$ ) qui peut être néfaste pour la pierre ou toute décoration murale.

Une personne peut, en effet, dégager plusieurs centaines de grammes d'eau par heure selon l'effort exercé et la température ambiante. A Lascaux, ce dégagement est en moyenne de 40 g par personne et par heure, [13]-p.42, mais on peut facilement imaginer une valeur de l'ordre de 200 g par personne et par heure dans un endroit tel que la pyramide de Khéops. Dans ce dernier cas, une fréquentation du lieu correspondant à la présence constante de 100 personnes pendant 5 heures (de 9 h à 16 h par exemple) produit un total de 100 litres d'eau par jour. Or, sachant qu'à 15°C, 12,5 g d'eau contenus dans un  $\text{m}^3$  entraînent un taux d'humidité<sup>1</sup> (ou degré hygrométrique) de 100 %, [13]-p.63, à cette même température, il suffit de 1,8 litre d'eau pour donner un taux d'humidité de 100 % dans une salle de 150  $\text{m}^3$ . Si 100 litres d'eau sont produits chaque jour dans une telle pièce, cette eau se condense donc sur les parois plus froides avec les conséquences que cela peut entraîner comme on l'a vu au chapitre 2.1.3.

D'autre part, le gaz carbonique dégagé par la respiration peut se dissoudre en présence de gouttelettes d'eau de condensation. Ces gouttes, riches en acide carbonique, deviennent agressives et attaquent le calcaire, [13]-p.36, ou généralement le carbonate de calcium des roches carbonatées. L'explication chimique en est la suivante : le  $\text{CO}_2$ , dissous dans l'eau ( $\text{H}_2\text{O}$ ), produit les ions  $\text{H}^+$ ,  $\text{HCO}_3^-$  et  $\text{CO}_3^{2-}$  qui se combinent généralement avec l'eau pour donner l'acide carbonique ( $\text{H}_2\text{CO}_3$ ). Cet acide réagit alors avec le carbonate de calcium de la roche ( $\text{CaCO}_3$ ) pour donner le  $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$  soluble, qui est éliminé ensuite par un ruissellement d'eau par exemple, [9]-p.272. La roche s'en trouve alors altérée.

Ce problème de la transpiration-respiration de l'homme s'est notamment posé gravement dans de nombreuses grottes ornées dont celle de Lascaux (France) et se pose en général dans tous les sites très fréquentés (le couloir d'accès à la chambre du roi dans la pyramide de Khéops en Egypte, a dû subir un nettoyage à cause des cristaux de gypse qui s'étaient formés à la surface des pierres et dont l'origine provient en grande partie de l'humidité dégagée par les visiteurs).

#### 2.2.5 L'entretien négligé - les restaurations mal conçues

Parmi les causes directes de dégradations des monuments, provoquées par l'homme, se trouvent celles dues à un entretien ou une maintenance négligés ou inadaptés ainsi que celles qui résultent de restaurations mal conçues.

On l'a vu, la perte de fonction d'un bâtiment ou d'un ouvrage conduit bien souvent à sa dégradation rapide par déficience ou manque total de maintenance. Néanmoins, quand un bâtiment ou un site est entretenu du fait de son utilisation courante comme lieu de concerts ou de spectacles (certaines cathédrales par exemple) ou plus simplement comme résidence privée ou

<sup>1</sup> Le taux d'humidité ou humidité relative correspond au rapport, exprimé en pourcentage, entre la quantité d'eau contenue dans l'air et celle qui s'y trouverait à la même température si l'air était saturé (100 % d'humidité).

publique (ministères, organisations gouvernementales, délégations régionales, associations, lycées, ...), il subit généralement quelques transformations nécessaires au confort moderne. Or, l'apport ou la présence de confort représente parfois un danger pour la bonne conservation de certaines parties, [3]-p.67. La chaleur sèche du chauffage central ou à air pulsé provoque des désordres sur les matériaux sensibles aux variations thermiques et hygrométriques, d'autant plus fréquents que le chauffage est intermittent, [3].

Par contre, le chauffage au gaz élève généralement le taux d'humidité d'une pièce avec les conséquences que l'on sait. D'autre part, le chauffage intérieur peut transformer certaines maçonneries fondées sur un sol humide comme de véritables drains de l'eau souterraine, [3], faisant apparaître sur les murs des "taches d'humidité" (notamment en hiver, comme beaucoup de personnes ont pu le constater dans leur foyer).

A Lascaux, par exemple, on imagina en 1958 une machinerie servant à renouveler l'air pollué par les visiteurs, or ce renouvellement de l'atmosphère intérieur de la grotte conduisit dès 1960, à la prolifération de colonies algales sur les peintures, [14]-p.5.

L'éclairage électrique peut parfois porter atteinte aux pigmentations colorées de certains décors, [3].

De plus, les exigences de la lutte contre l'incendie et les risques de panique, tout comme les nécessités d'aménagements sanitaires, la construction de parcs de stationnement, etc, contribuent toujours à endommager sinon la structure, du moins l'apparence et le caractère historique d'un monument ou d'un site.

Les restaurations entreprises ont souvent posé des problèmes d'éthique aux spécialistes. Il y a, par exemple, les restaurations qui ne respectent pas tout à fait l'histoire d'un monument, comme c'est le cas pour le dégagement du fossé situé face à la "colonnade" du Louvre et effectué sous l'initiative de Malraux. Ces travaux ont entraîné la construction d'un mur de contrescarpe à balustrade et d'un pont dormant central alors que, ni l'un, ni l'autre n'avait jamais existé, [3]-p.27. De même, Viollet le Duc, qui fut le précurseur principal de la restauration des monuments historiques (XIX<sup>ème</sup> siècle) écrivit pourtant, dans son *Dictionnaire de l'Architecture* (1854-1868), que "restaurer un édifice, ce n'est pas l'entretenir, le réparer ou le refaire, c'est le rétablir dans un état complet qui peut n'avoir jamais existé à un moment donné".

Mais ce qui nous intéresse ici, ce sont moins les problèmes de doctrine, que les dégâts physiques ou chimiques qui furent et sont encore réellement causés par des restaurations inadéquates. C'est particulièrement vrai pour les travaux de ravalement : joints au cordeau, creux ou saillants, moulures refaites dans la pierre de taille à plusieurs centimètres de profondeur pour retrouver l'éclat du neuf ou supprimées dans les façades de plâtre, modification des lucarnes, etc..., ou pour des raisons d'esthétisme en vogue : suppression des enduits, moellonage dégagé, joints creux pour faire saillir les pierres de taille, insertion de linteaux en chêne au-dessus des portes, des fenêtres, des boutiques...

Puis il y a toutes les restaurations qui se sont faites, notamment par le passé, sans que soient vraiment prises en compte toutes les données des problèmes, ni connues toutes les causes de dégradation. Des monuments restaurés au XIX<sup>ème</sup> siècle sont à leur tour victime d'altérations : Saint-Sernin de Toulouse, en France, la cathédrale de Lausanne, en Suisse, menaçaient ruine en 1980 justement dans les parties qui datent de Viollet-le-Duc parce que les pierres de remplacement utilisées étaient trop poreuses, [15]-p.6 et 13. Plus récemment, des produits injectés dans les pierres ont été utilisés sans succès, pour tenter de les solidifier et de les

imperméabiliser, ce qui a souvent contribué à accélérer leur ruine.

D'autre part, se pose aussi, actuellement, le problème de la dérestauration des monuments dont la restauration n'avait pas respecté l'histoire ni les règles de l'Art, ou quand ses effets ont pu être ressentis comme étant nuisibles à la bonne conservation de ces monuments. Avoir recours à cette pratique (de la dérestauration), c'est aussi, d'une manière ou d'une autre, altérer un monument ou un site. C'est pour cette raison notamment que les spécialistes tiennent au principe de la réversibilité des restaurations qui veut que toute intervention sur un monument ou un site puissent être remplacée par une autre qui serait plus sûre ou plus efficace, et cela, sans aggraver la situation du dit monument ou site.

### - Causes indirectes -

#### 2.2.6 La pollution atmosphérique

Ce que l'on peut appeler la pollution atmosphérique est doté de deux types de composants :

- les agents naturels neutralisés par des processus naturels .
- les agents artificiels d'origine humaine pour lesquels il n'existe pas à l'état naturel de processus d'épuration [13]-p.85.

Parmi les agents naturels sur lesquels on ne reviendra pas, car ils ont déjà été évoqués, on trouve :

- les aérosols naturels qui sont de petites particules solides en suspension dans l'air comme par exemple la poudre de quartz restant en suspension dans l'air après les périodes de vent de sable (Algérie, Egypte, etc...).
- l'acide carbonique dont l'origine remonte à la respiration des êtres humains dans les cavités, à la dégradation de matières organiques dans les sols, aux rejets volcaniques.

La pollution atmosphérique d'origine humaine provient principalement des rejets industriels qui touchent malheureusement toute la planète dans la mesure où les gaz polluants rejetés peuvent se déplacer sur des distances très grandes. La plus grande part de cette pollution provient de la combustion des fuels dans les centrales thermiques, les industries sidérurgiques ainsi que des moyens de chauffage domestiques et les moteurs. [6]-p.160.

Il y a trois types principaux de polluants :

- les particules solides rejetées par les usines ;
- les fumées ou très petites particules qui peuvent se condenser pour former de la suie ;
- les gaz dont les plus importants sont le dioxyde de carbone CO<sub>2</sub>, le dioxyde de soufre SO<sub>2</sub> et le dioxyde d'azote NO<sub>2</sub>.

Transportées par le vent, les particules solides ont une action physique sur les pierres et les roches en les érodant.

Les fumées se condensent sur les pierres pour former généralement des croûtes noires dans les zones abritées de la pluie. Ces croûtes noires sont attribuées à l'action du dioxyde de soufre qui réagit avec le carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) des roches carbonatées (calcaires et marbres principalement) pour former une couche mince de cristaux de gypse ( $\text{CaSO}_4$ ). Dans cette couche, la poussière et la suie s'installent pour former finalement les croûtes noires. Sous ces croûtes, l'altération progresse généralement [8], figure 18.

Les gaz sont nocifs, surtout quand ils sont dissous par la pluie. Ils donnent ainsi naissance à des acides qui peuvent endommager sérieusement les pierres en commençant par leur surface, le schéma de ce type d'attaque chimique est présenté en figure 17.

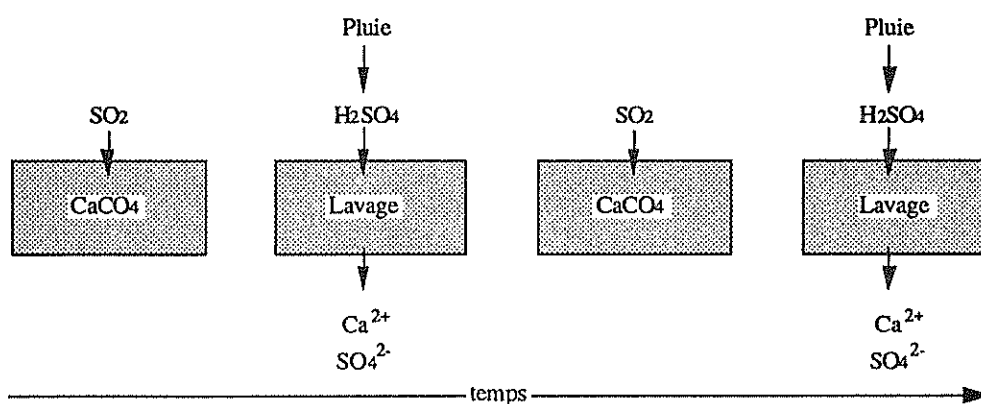


Figure 17 : Schéma de l'altération chimique provoquée par le dioxyde de soufre des régions polluées. (S.I. Sherwood & M.M. Reddy dans [9]-p.918)

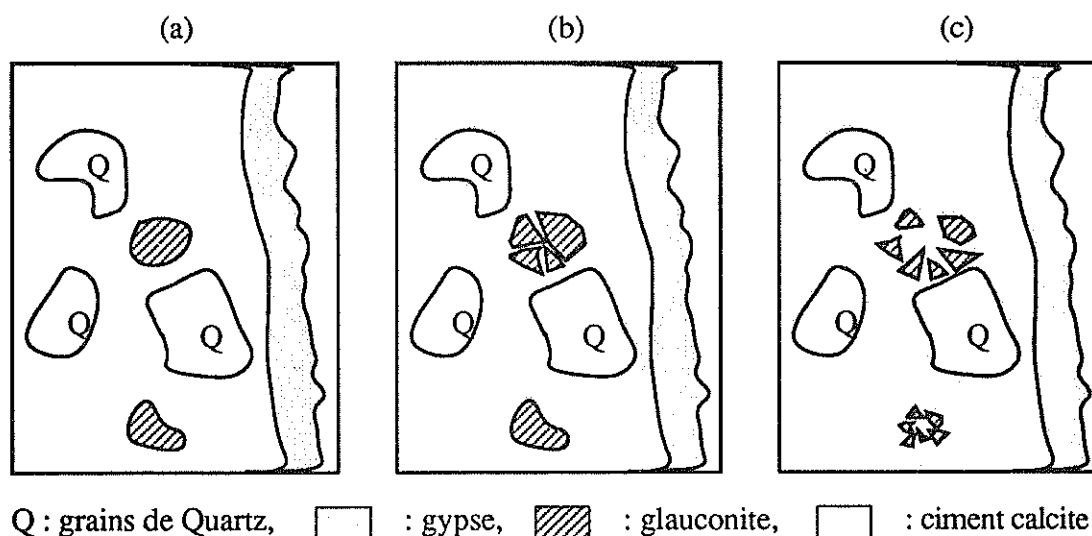


Figure 18 : Processus d'altération physico-chimique de pierre de calcaire en atmosphère polluée.  
 (a) : formation de cristaux de gypse à la surface  
 (b) : formation de gypse, à l'intérieur de la roche, autour des grains de quartz, dans les grains de glauconite, dans des vides et, localement, dans la matrice calcite  
 (c) : concentration de gypse croissante, la roche devient friable

Les fameuses pluies acides proviennent de cette dissolution des gaz polluants et dans les régions industrialisées, on peut voir tomber de la pluie ayant un pH de 4 contre 7 pour une pluie

Les fumées se condensent sur les pierres pour former généralement des croûtes noires dans les zones abritées de la pluie. Ces croûtes noires sont attribuées à l'action du dioxyde de soufre qui réagit avec le carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) des roches carbonatées (calcaires et marbres principalement) pour former une couche mince de cristaux de gypse ( $\text{CaSO}_4$ ). Dans cette couche, la poussière et la suie s'installent pour former finalement les croûtes noires. Sous ces croûtes, l'altération progresse généralement [8], figure 18.

Les gaz sont nocifs, surtout quand ils sont dissous par la pluie. Ils donnent ainsi naissance à des acides qui peuvent endommager sérieusement les pierres en commençant par leur surface, le schéma de ce type d'attaque chimique est présenté en figure 17.

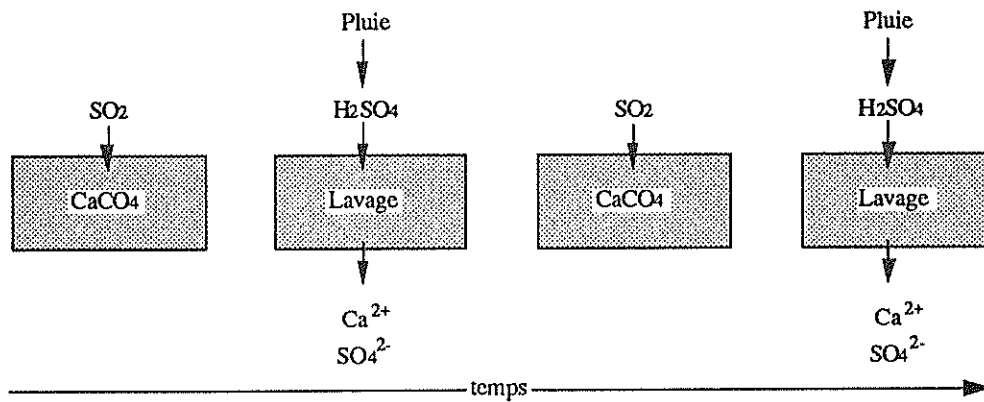


Figure 17 : Schéma de l'altération chimique provoquée par le dioxyde de soufre des régions polluées. (S.I. Sherwood & M.M. Reddy dans [9]-p.918)

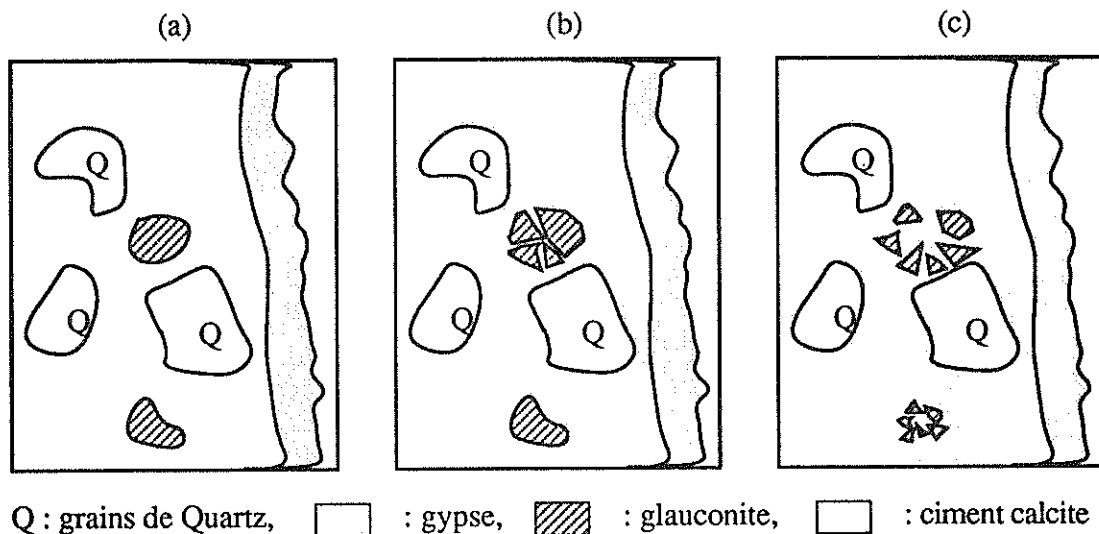


Figure 18 : Processus d'altération physico-chimique de pierre de calcaire en atmosphère polluée.  
 (a) : formation de cristaux de gypse à la surface  
 (b) : formation de gypse, à l'intérieur de la roche, autour des grains de quartz, dans les grains de glauconite, dans des vides et, localement, dans la matrice calcite  
 (c) : concentration de gypse croissante, la roche devient friable

Les fameuses pluies acides proviennent de cette dissolution des gaz polluants et dans les régions industrialisées, on peut voir tomber de la pluie ayant un pH de 4 contre 7 pour une pluie

naturelle neutre, [6]-p.160, voir figure 19.

L'ampleur de ces attaques a pu être mesurée sur certains monuments. Elle a été évaluée à 3 - 4 mm tous les 100 ans à la cathédrale de Norwich (Angleterre, XI siècle). Cette érosion a atteint 22 mm en 45 ans sur des vases sculptés de la cathédrale de St. Paul (Londres, XVIIIème siècle), [6].

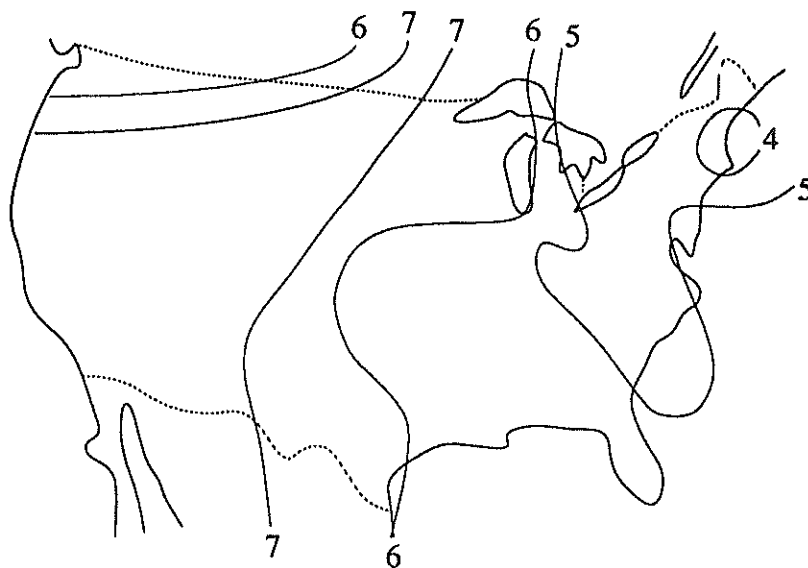


Figure 19 : L'acidité des pluies aux USA, en 1966, exprimée en pH, [6]-p.161.

### 2.2.7 Les mutations d'activités humaines

A l'origine de certaines dégradations des monuments et des sites, le développement de l'industrie depuis un siècle, l'apparition de moyens de transports rapides, la mécanisation de l'agriculture et l'essor démographique mondial ont entraîné la mutation rapide des sociétés qui se concrétise notamment par une consommation de l'espace bien supérieure à celle du début du siècle, [6]-p.23.

Les conséquences sont multiples :

- en ville, les quartiers historiques subissent des aménagements pour être adaptés aux conditions de vie moderne, des immeubles anciens sont détruits parce qu'ils ne sont pas rentables, et remplacés par des constructions modernes souvent plus imposantes, ce qui a pour effet de dénaturer les ensembles historiques. Certaines démolitions sont justifiées pour l'élargissement des voies de circulation toujours plus fréquentées, pour la construction des parkings, etc... Il s'en suit une pollution accrue, mais aussi des trépidations et ébranlements des maisons et des monuments...

- en banlieue, contrairement à la ville, le centre historique n'est pas porteur d'une activité touristique et commerciale, les quartiers anciens tendent alors à dépérir car ils ne sont pas utilisés.

- à la campagne, le dépérissement des monuments est de rigueur étant donné leur inutilisation et le peu de moyens dont disposent les communes pour leur restauration. Mais

notamment le tremblement des fenêtres d'une maison que chacun a pu expérimenter chez soi). Un bruit de 100 dB par exemple équivaut à une pression de 2 Pa, [6]-p.154.

A court terme, c'est le plâtrage des plafonds qui est le plus vulnérable à ces vibrations. A Rome, par exemple, des fresques se sont détachées à cause de ce type de vibration, [6]. Ces vibrations peuvent aussi initialiser des fissures dans des matériaux déjà soumis à des changements de température et d'humidité et de toute façon, elles contribuent à la fatigue de ces matériaux. Dans des cas extrêmes, ces vibrations peuvent endommager des vitres ou des parements fragiles.

De même, des vibrations peuvent réduire la résistance des fondations d'un édifice en se propageant dans le sous-sol. Dans des sols sans cohésion comme les sables, les effets à long terme des vibrations se manifestent par un compactage de ce sol. Dans certains sols cohérents comme des vases, les effets peuvent être destructifs en termes de capacité portante, [6].

Le battage de pieux ou de palplanche (pile or sheet driving) est la cause la plus fréquente et la plus importante des dégâts produits par vibration sur les monuments historiques. Les pieux installés dans des trous forés causent peu de dégâts, les pieux battus peuvent être dangereux selon les conditions du sous-sol tandis que les pieux "à base expansive in situ" sont réputés être la cause possible de détériorations, [6]. En effet, les ondes de chocs de ce type de pieux sont assez fortes pour fissurer 300 mm de béton armé, [6]. A l'église de St John, à Ousegate en Angleterre, on a ainsi relevé des détériorations dues à l'emploi de pieux battus pour un édifice voisin : le sol s'est élevé, des fissures se sont ouvertes ou fermées et du plâtrage a été endommagé à la suite de ces travaux, [6].

Des affaissements de terrain peuvent se produire également lors de la construction d'un ouvrage souterrain (tunnel, canalisation...). La construction d'un métro sous la ville de Milan a nécessité par exemple l'installation d'un système de contrôle de nivellement et de stabilité des bâtiments sus-jacents. Un système de même type a été mis en place à Venise, pour suivre le comportement des édifices pendant des travaux de consolidation. Si l'ouvrage souterrain est bien conçu, on peut s'attendre, au pire, à un léger affaissement en surface. Dans le cas d'un ouvrage souterrain ancien, sa dégradation avec le temps peut avoir des répercussions en surface, sur les bâtiments. Ce problème sera abordé dans la partie suivante. D'autre part, la construction de ces tunnels et autres ouvrages souterrains nécessite l'emploi de machines de creusement dont les vibrations ont des effets signalés plus haut.

Enfin, concernant les travaux proches d'un monument, on peut citer le cas des pompages d'eau. En effet, l'extraction d'eau près d'un monument peut avoir aussi bien des macro- que des micro-effets. A l'échelle macroscopique, le pompage de l'eau à des fins industrielles a causé, par exemple, l'enfoncement de la ville de Venise la rendant ainsi plus vulnérable aux inondations, [5]. La ville de Londres s'est également enfoncée de 20 cm à cause de travaux de drainage, [6]. En général, il semble que les édifices lourds s'enfoncent plus facilement que les structures légères et quand ces constructions comportent des chargements différentiels, il peut s'en suivre des tassements différentiels, [6]. Le cas de Mexico est l'exemple le plus fameux dans le monde de "subsidence" liée au pompage des eaux souterraines. Dans certains quartiers, depuis le début du siècle, les tassements ont dépassé 8 m. Les édifices anciens, comme l'église

N. S<sup>ra</sup> la Guadeloupe, ont relativement bien supporté de tels mouvements du fait de la grande déformabilité de leurs structures (maçonnerie à la chaux). Ces tassements importants sont dûs aux argiles gonflantes sur lesquelles repose, en grande partie, la ville, c'est pourquoi il a été mis en oeuvre une méthode originale consistant à injecter sous forte pression de faibles quantités d'eau pour compenser ainsi les effets "dégonflants" du retrait d'eau provoqué par le pompage, [16].

La Cathédrale de York Minster (Angleterre), a vu ses piliers se fissurer et s'enfoncer en même temps que l'abaissement du niveau de la nappe souterraine, [6]. La Cathédrale de Milan a aussi souffert plusieurs fois du pompage de l'eau souterraine et des travaux ont dû être entrepris pour restaurer certains piliers fissurés ainsi que la superstructure de l'édifice qui a été soumise à des tassements différentiels de 25 mm dans sa longueur et 9 mm dans sa largeur, [6].

D'autre part, quand le niveau d'une nappe d'eau souterraine est abaissé, la capacité portante du sous-sol peut être modifiée, ce qui a pour effet d'induire des tassements différentiels. En plus, si un édifice repose sur des pieux de bois, l'abaissement de la nappe peut les exposer davantage aux différentes formes d'altération et entraîner leur pourrissement.

La construction d'un tunnel peut aussi perturber le niveau d'une nappe et produire les effets décrits ci-dessus. De même, la construction de nouveaux édifices proches d'un monument et ayant des fondations assez profondes, peut modifier l'écoulement d'une nappe, son niveau étant abaissé en aval et augmenté en amont

Enfin, des travaux miniers souterrains peuvent avoir des répercussions en surface sous la forme d'affaissement des terrains parfois très graves comme ce fut le cas, quelquefois en France, avec la destruction d'habitations ou d'ouvrages routiers. Ces phénomènes seront évoqués plus en détail, dans le chapitre suivant.



## 2.3 Action du temps

“Les monuments sont mortels”. En effet, il doit être clair pour tout le monde que tout monument s’écroulera un jour si des travaux d’entretien ou de restauration n’y sont pas effectués. Lesquels travaux ne font d’ailleurs que prolonger leur durée de vie sans jamais espérer les sauver d’une ruine qu’ils atteindront sûrement. Cette mortalité commune à toute chose sur terre, résulte d’une loi de la nature qui veut que toute chose tend à conformer sa structure interne à celle de son environnement en libérant de l’énergie, [9]-p.756, de telle sorte que cette chose et son environnement atteignent globalement un état d’énergie minimale.

Ce processus de minimisation de l’énergie est activé par toutes les forces qui agissent sur les choses dont la plus uniforme et la plus universelle sur terre est la force de gravité, dirigée vers le centre de la terre... A cette force principale s’ajoutent évidemment toutes les forces dont l’origine est naturelle ou humaine et dont les effets ont été décrits dans les deux chapitres précédents, comme les forces de dilatation thermique, les forces de cristallisation, les forces de pression de fluide ou de gaz (eau, vent, etc...), les forces d’origine tectonique, les forces d’impact (érosion, marteau, obus), etc... La force de gravité qui s’exerce depuis l’aube des temps traduit donc principalement l’action du temps, d’où le titre de ce chapitre. Il convient néanmoins de préciser que le temps intervient également de manière déterminante dans les phénomènes naturels et dans les causes de dégradations d’origine humaine, aspect que nous ne développerons pas ici.

Pour ce qui nous concerne, l’action du temps se manifeste donc sous deux formes :

- l’édifice historique subit l’action de la gravité (ou du temps) qui s’exerce sur lui-même.
- l’édifice ou l’ouvrage souterrain historique subit l’action de la gravité (ou du temps) qui s’exerce sur son environnement proche (cet environnement pouvant d’ailleurs être lui-même considéré comme historique sous l’appellation “site historique”).

### 2.3.1 L’action du temps sur l’édifice lui-même

La structure d’un bâtiment est généralement conçue de manière à résister de façon acceptable à toutes les forces ou contraintes qu’elle est destinée à supporter. Elle doit se supporter elle-même (forces internes) mais elle doit aussi, autant que possible, supporter des forces extérieures (vents, séismes, vibrations, etc...). C’est la raison pour laquelle tous les éléments et les interconnexions d’un édifice doivent posséder une certaine “réserve de résistance” pour s’opposer aux forces occasionnelles qui peuvent s’ajouter à l’action de la gravité.

Quand chaque élément d’un édifice est “chargé” ou soumis à des contraintes (ou des forces), il se déforme légèrement de façon à développer une résistance à ces forces, traduite par des forces de réaction. Dans un mur de pierres, une pierre développe (si elle en est capable) une force de réaction qui s’oppose à la force exercée par la masse des pierres qui la surmontent, et elle le fait en se déformant.

Résultant de la gravité qui s’exerce sur chacun des éléments d’un édifice, les forces internes qui se développent dans un quelconque de ces éléments, peuvent être des forces de compression (dans les murs), de traction, de flexion (dans les plafonds), de torsion ou de cisaillement. Si ces forces dépassent des valeurs limites, la déformation de l’élément considéré

peut aller jusqu'à sa rupture, sa désintégration ou sa perte totale de cohésion. Les forces mises en jeu se reportent alors sur les éléments voisins en accroissant leur déformation. Si les éléments voisins offrent une assez grande résistance, l'édifice reste stable bien que légèrement endommagé, sinon, ce processus peut conduire à la ruine de l'édifice ...

Evidemment, l'amplitude de ces forces dépend de la géométrie de la structure, de la résistance et de la raideur des éléments individuels et de leurs joints, [6]-p.25, figure 20.

En général, les constructions historiques ont tendance à être massives car elles ont été construites avec des matériaux de relativement faible résistance. Celles qui sont parvenues jusqu'à nous sont celles qui, en plus, avaient été largement surdimensionnées. La raison en est que leurs bâtisseurs n'avaient pas de notions très développées en calculs de structure et, en surdimensionnant, ils s'assuraient contre les désordres possibles, qu'on ne savait pas toujours prévoir, ni en identifier l'origine. L'ouvrage s'accommodait ainsi des phénomènes susceptibles de le détruire, parce qu'il offrait une "réserve de résistance" ou une "marge de sécurité" suffisante, pour de longues années. Après quelques siècles d'existence, la marge de sécurité étant en grande partie consommée à force d'accommodations successives, l'ouvrage commençait à présenter des signes importants de dégradation voire des menaces de ruine, tellement la pesanteur terrestre s'efforçait depuis longtemps, de mettre "à plat" ces élévations de pierres, de bois ou de métal.

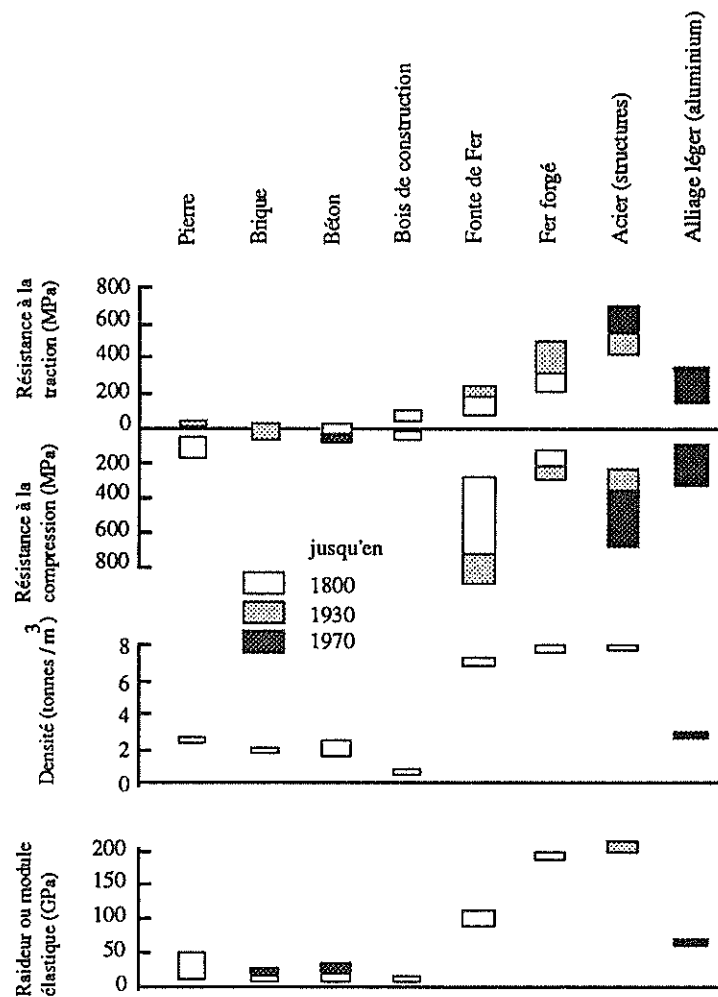


Figure 20 : Comparaison des résistances (a), densités (b) et raideur (c) de matériaux de construction traditionnels et contemporains, [6]-p.33.

En fait, la dégradation d'un édifice historique est toujours due à l'action de la gravité, plus ou moins facilitée par les autres actions d'origine naturelle ou humaine. Les murs se fissurent parce qu'ils ont perdu une partie de leur résistance interne par l'action de facteurs externes, si bien qu'ils ne peuvent plus s'opposer à la force de gravité qu'en se rompant.

La Tour de Pise penche d'un côté parce que le sol sur lequel elle repose, de ce côté, ne peut résister à l'action de la gravité (qui rend la tour si "lourde") qu'en s'affaissant et en se compressant petit à petit, figure 21.

L'étude des effets de la gravité sur les édifices historiques et notamment sur leur structure relève principalement du génie civil (résistance des matériaux, calculs de structure) et de la géotechnique.

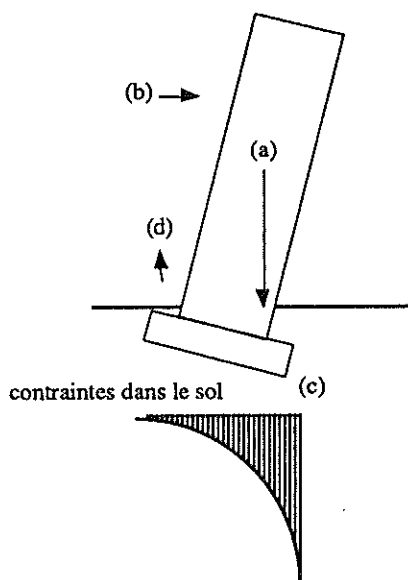


Figure 21 : Affaissement d'une tour ([6]-p.78)

- (a) : Le poids de la tour passe par le centre de gravité
- (b) : Les forces du vent accentue la tendance au basculement
- (c) : La pression s'exerçant au pied (à droite sur la figure) de la tour augmente avec le basculement
- (d) : Il y a un danger de soulèvement du sol à cet endroit

### 2.3.2 L'action du temps sur l'environnement d'un édifice historique (ou sur un site historique)

Cette partie relève essentiellement de la discipline géotechnique. Comme nous venons de le voir avec la Tour de Pise, le poids de l'édifice, entraîne une déformation exagérée du sous-sol, d'un côté de l'édifice. Cet exemple fait l'interface entre l'action de la gravité sur l'édifice et l'action de la gravité sur son environnement. En effet, dans cet exemple, les forces de gravité qui s'exercent sur l'édifice (dont la somme est son poids) se transmettent dans le sol qui se déforme, pour réagir à la somme de ces forces. Ainsi, on peut parler ici de l'action "indirecte" de la gravité sur l'environnement immédiat de l'édifice dont les effets (la déformation du sol) se répercutent sur l'édifice lui-même en le destabilisant.

Les autres types de problèmes que rencontrent les monuments et les sites historiques et qui résultent de l'action de la gravité (donc du temps) sur l'environnement peuvent être classés en 6 configurations possibles illustrées par la figure 22.

Le premier cas est celui d'un monument bâti situé au sommet d'un talus ou d'une falaise (figure 22 (a)), le deuxième cas est celui où cet édifice est construit au pied d'un talus ou d'une falaise (b), le troisième est celui d'un monument à la pointe d'un pic rocheux (c). Dans le quatrième cas, le monument se trouve à l'aplomb de cavités souterraines (ou de terrains facilement déformables) (d). Le cinquième cas regroupe les cavités et autres grottes à flanc de falaise (e). Enfin, le sixième cas regroupe les ouvrages historiques souterrains (f).

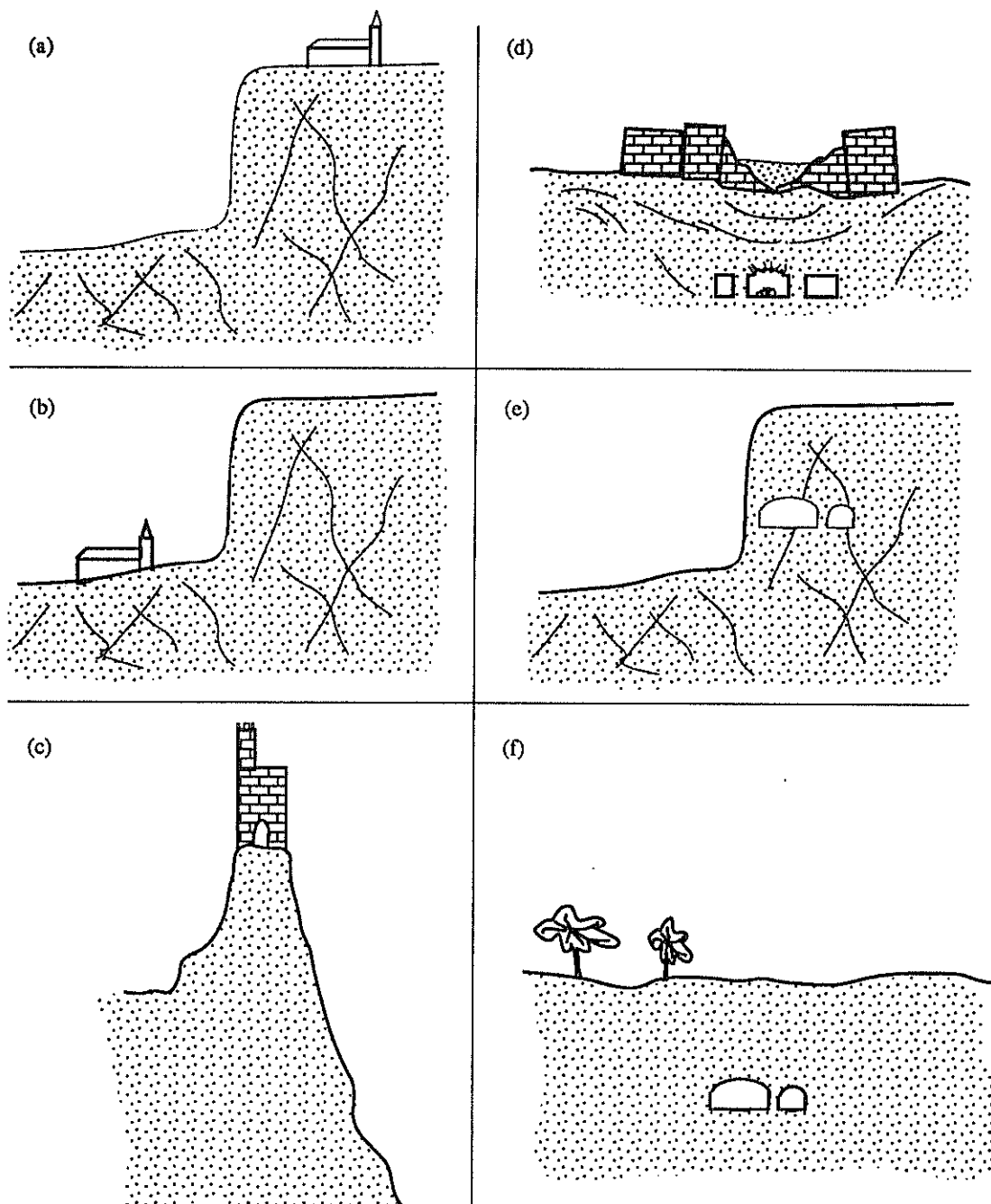


Figure 22 : Différentes configurations de construction d'un monument historique.

### 2.3.2.1 Instabilités de falaises et de pentes

Les cas (a), (b) et (c) entrent dans la catégorie des problèmes d'instabilité de falaises ou de pentes : dès lors, plusieurs cas de figures peuvent se présenter :

#### a. plaque dure reposant sur un substratum mou

De nombreux ouvrages anciens sont bâtis sur des sols durs qui reposent, eux, sur un substratum mou (sableux ou argileux) ou bien ils peuvent avoir été érigés au chevauchement de ces deux types de sols. On rencontre cette configuration pour la ville de San Leo en Italie pour laquelle le déplacement de la plaque supérieure provoque des écroulements de rochers à la limite de cette plaque (figure 23).

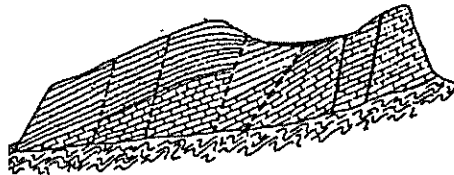


Figure 23 : Profil géologique simplifié de la région de San Leo, Italie  
(R. Ribachi & P. Tommasi dans [18]-p.58)

C'est aussi le cas de l'Acropole d'Athènes, de la ville de KORONI ou des monastères de Dimiova et d'Agio Triada en Grèce ([16] et [18]).

Les problèmes rencontrés sont liés à trois types de phénomènes illustrés par la figure 24. On peut assister, aux limites de la plaque supérieure, à un glissement par translation de colonnes rocheuses (a), à un glissement par rotation au niveau du substratum mou (b) ou à un basculement des colonnes rocheuses.

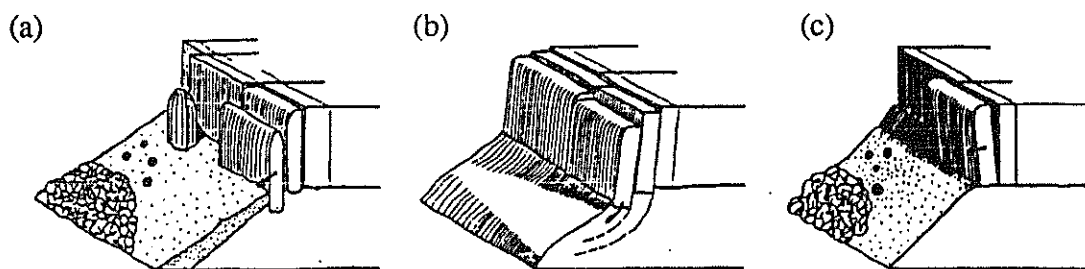


Figure 24 : Mouvements possibles des bords d'une plaque dure reposant sur un substratum mou,  
J. Silberbauer, R. Poisel & W. Eppensteiner, [18]-p.126

Evidemment ces processus résultent principalement de l'action de la gravité sur des blocs ou colonnes rocheux détachés de la plaque, la plaque supérieure s'étant fracturée verticalement par ce que l'on a coutume de nommer "l'appel au vide" (fractures d'extension) et par des

mouvements relatifs entre la plaque supérieure et le substratum. Le premier type de phénomène (a) peut être initialisé par exemple, par une infiltration d'eau jusqu'au substratum qui altère l'assise rocheuse ; sous le poids de la colonne, cette assise s'affaisse localement et le bloc supérieur glisse verticalement (Ville de Segovia, Espagne, figure 25 (a)).

Dans le deuxième type (b), on peut assister à une rupture circulaire du substratum, entraînant avec elle un bloc rocheux qui aura été détaché de la plaque auparavant ou par son effet. Ce type de rupture est fréquemment rencontré dans des talus sableux ou argileux et il est ici amplifié par le poids du bloc sus-jacent. (Ville de Segovia, Espagne, figure 25 (b)).

Le troisième type résulte souvent de l'action simultanée de la pression de l'eau qui s'est infiltrée dans les fractures de la plaque rocheuse et de la rupture locale du substratum sous l'effet de surcontraintes engendrées par le poids du bloc qui bascule (ex : ville de Escalona, Espagne, figure 25 (c)).

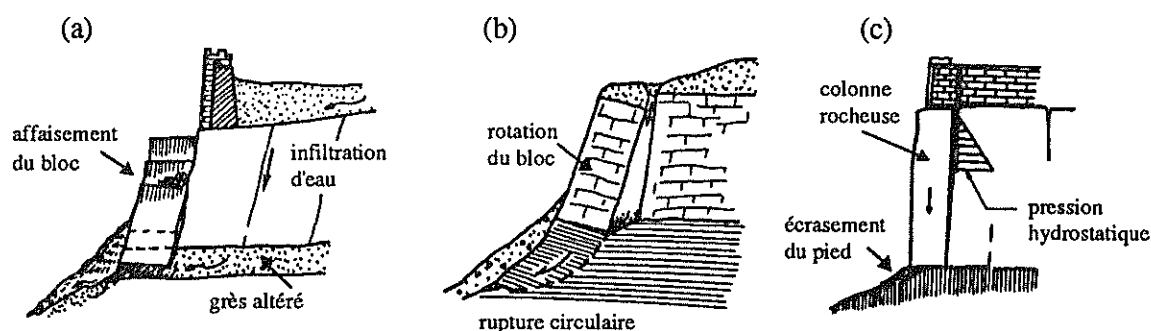


Figure 25 : Phénomènes rencontrés dans les villes de Segovia (a et b) et Escalona (c) en Espagne.  
(J.M. Rodriguez Ortiz, [18]-p.3)

Les conséquences de ces mouvements sont généralement les suivantes :

- des éboulements de roches au pied de la falaise qui peuvent endommager les édifices qui s'y trouveraient (ex : Temple d'Hatchepsout, site de Deir-El-Bahary, Egypte).
- la fracturation de la plaque rocheuse et, a fortiori, la fracturation de l'ouvrage bâti sur celle-ci qui peut être complètement catastrophique.

Dans le cas des falaises sous-minées, les ouvrages peuvent subir des dommages surtout à cause de la fracturation de la plaque rocheuse et le détachement complet éventuel d'une colonne.

#### b. Instabilité de pentes

Dans ce cas, il peut se produire une rupture de type circulaire dans le massif pouvant avoir des conséquences dramatiques sur les monuments situés au pied ou au sommet de ces talus comme l'illustre la figure 26.

Le monastère de Loutloumoussi, en Grèce est un exemple de site historique construit sur une pente argilo-schisto-sableuse reposant sur un lit schisteux. L'existence de zones fracturées contribue au glissement progressif de la couverture sur lequel repose le monastère, ce qui a entraîné la fracturation de certains murs de ce monastère, [18]-p.183.

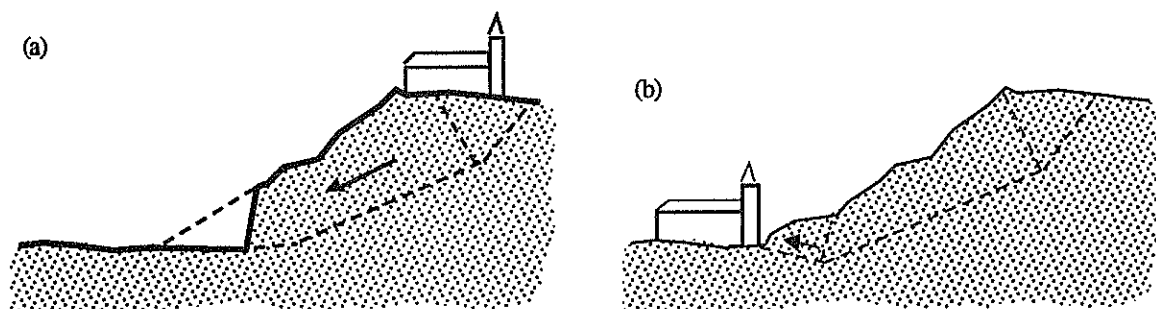


Figure 26 : Types de phénomènes pouvant altérer un monument placé aux abords d'un talus en glissement.  
(R. Lippmann, [18]-p.244)

L'exemple de l'église du Carmo de Olinda, Brésil, relève également de ce schéma. Le talus au sommet duquel elle repose a été plusieurs fois entaillé à cause de l'expansion urbaine voisine. Ainsi destabilisé, le talus subit un déplacement lent vers l'aval qui fait apparaître, dans l'édifice religieux, des fissures et une légère rotation de son portail. Ces mouvements sont par ailleurs dépendant des cycles pluvieux (figure 27).

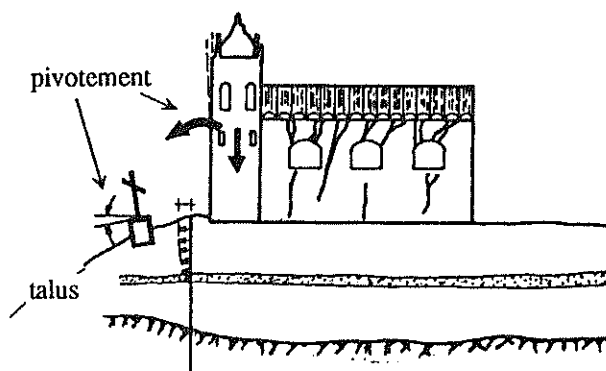


Figure 27 : Dégâts survenus à l'église du Carmo, Olinda, Brésil  
(J. de A. G. Filho, J.M.J. da Silva & J.F.T. Juca)

### c. Instabilité de falaises ou pics rocheux

Les ouvrages historiques dont l'étude de stabilité relève de cette configuration sont nombreux. En effet, à des fins stratégiques, beaucoup d'édifices ont été construits au sommet de tels falaises ou pics comme les châteaux forts (figure 28). Le château de Neuschwanstein dans le sud de l'Allemagne est un exemple illustre de construction au sommet d'un pic. De même le château de Devin en Tchécoslovaquie est, en partie (la Tour Virgine), construit au sommet d'un pic rocheux (figure 29). D'autre part, des instabilités de falaises ont porté leurs effets sur les grottes à caractère troglodytique des côtes du Val de Loire par exemple.

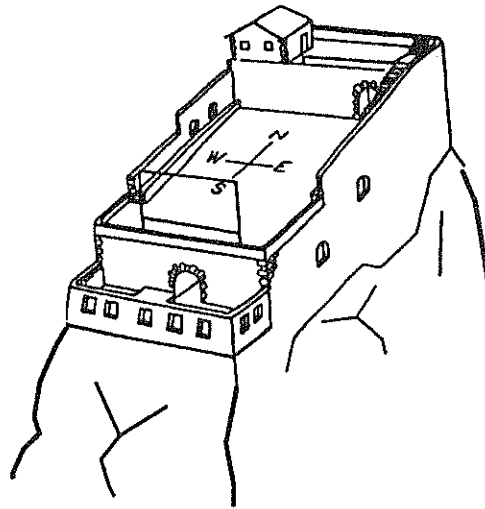


Figure 28 : Vue schématique de la forteresse de Forte Mare, en Yougoslavie  
(I. Jasarevic, M. Srkoc & N. Matasovic, [18]-p.130)

En général, les phénomènes de dégradation relevant de ce groupe sont dus, d'une part à la fracturation importante de la roche, d'autre part, à l'existence de surfaces de glissement. La roche étant fracturée (souvent par "l'appel au vide"), le massif est découpé en un très grand nombre de blocs de taille variable dont la stabilité ne tient, bien souvent, qu'aux caractéristiques des joints qui les séparent. Si ces joints sont altérés par divers facteurs extérieurs dont la présence d'eau est probablement le plus important, l'ensemble des blocs peut se désolidariser et conduire à des effondrements parfois très volumineux. Ce phénomène a été rencontré sur le coteau saumurois où l'existence de surplombs a pu provoquer des écroulements assez massifs favorisés d'ailleurs par l'existence de vides dans la falaise (habitations troglodytiques), [18] p.18, figure 30.

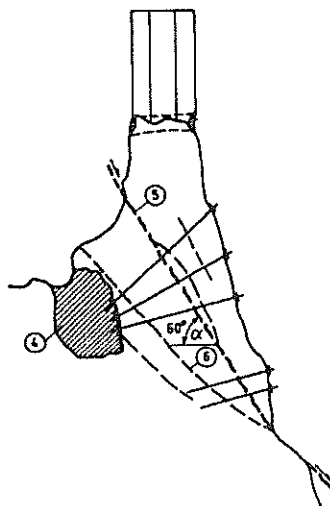


Figure 29 : Mesures de protection envisagées pour la sauvegarde de la Tour Virgine du château de Devin en Tchécoslovaquie.  
(J. Malgot, F. Baliak & J. Sikora, [18]-p.84).

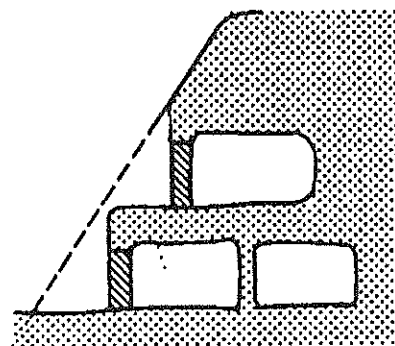


Figure 30 : Les constructions troglodytiques telles qu'on les trouve en Val de Loire.  
(R. Schwartzmann, J.P. Josien & F. Homand-Etienne, [18]-p.15).



Il existe d'autre part, au coeur des falaises, d'énormes surfaces de glissement qui séparent des blocs sur lesquels un monument historique peut reposer entièrement. Si un glissement se produit effectivement le long de ces surfaces, la vie d'un monument peut être compromise. Dans le cas de la Tour de Virgine du château de Devin (Tchécoslovaquie), le pic rocheux est traversé de part en part par quelques discontinuités dont l'une est très dangereuse (figure 29) étant données ses caractéristiques [18]-p.84-85.

### 2.3.2.2 Affaissements

C'est le cas (d) (figure 22-p.37) qui est représentatif de ce problème. On le rencontre surtout quand un édifice historique est bâti à la verticale de travaux miniers ou de génie civil souterrains ou à la verticale de cavités souterraines naturelles. Les mouvements à la surface, conséquences d'une exploitation minière ou de travaux de génie civil (canalisations, tunnels ...) sous-jacents, se présentent généralement de deux façons selon la nature du terrain à l'affleurement :

- des mouvements continus : affaissements, pente, déformation
- des mouvements discontinus : marches, fissures.

Ces mouvements, et spécialement les mouvements discontinus occasionnent en surface des dégâts sur les édifices, [19]-p.39. Les phénomènes rencontrés peuvent être globaux ou ponctuels.

#### a. Les phénomènes globaux

La formation d'une cuvette d'affaissement en surface peut, globalement, modifier l'aspect d'un site (figure 31).

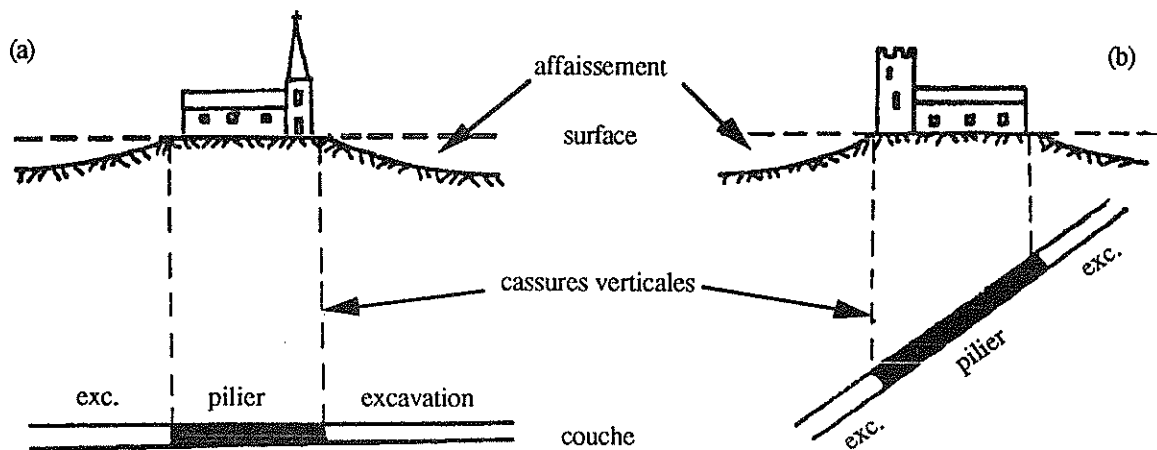


Figure 31 : Influence d'une exploitation minière sur les monuments qui la surplombent.  
(Théorie de l'influence dite "verticale") ([19]-p.2).

L'affaissement proprement dit peut engendrer des problèmes d'écoulement sur des structures longues comme un canal, une rivière, un égout, ... avec les effets que l'on imagine aisément sur les monuments. Dans le cas de nappes aquifères à faible profondeur, l'affaissement peut faire remonter le niveau de la nappe créant ainsi des zones plus ou moins inondées ; pour les constructions, des tassements importants peuvent alors se produire par le simple changement de la teneur en eau des sols de fondations, [19]. En effet, une remontée de nappe phréatique peut rendre plus mou des sols cohérents qui passent ainsi de l'état non saturé à l'état saturé d'eau. Certains types de sols comme les loess<sup>1</sup> subissent alors des tassements, [20]-p.28.

Si une nappe baisse par suite de travaux souterrains, une couche de sol perd son eau (la pression interstitielle diminue), ce qui se traduit, pour des sols cohérents, par une réduction de volume (due à l'augmentation de la contrainte effective) qui peut avoir des conséquences en surface, surtout sur des constructions à fondations peu profondes, [20], figure 32.

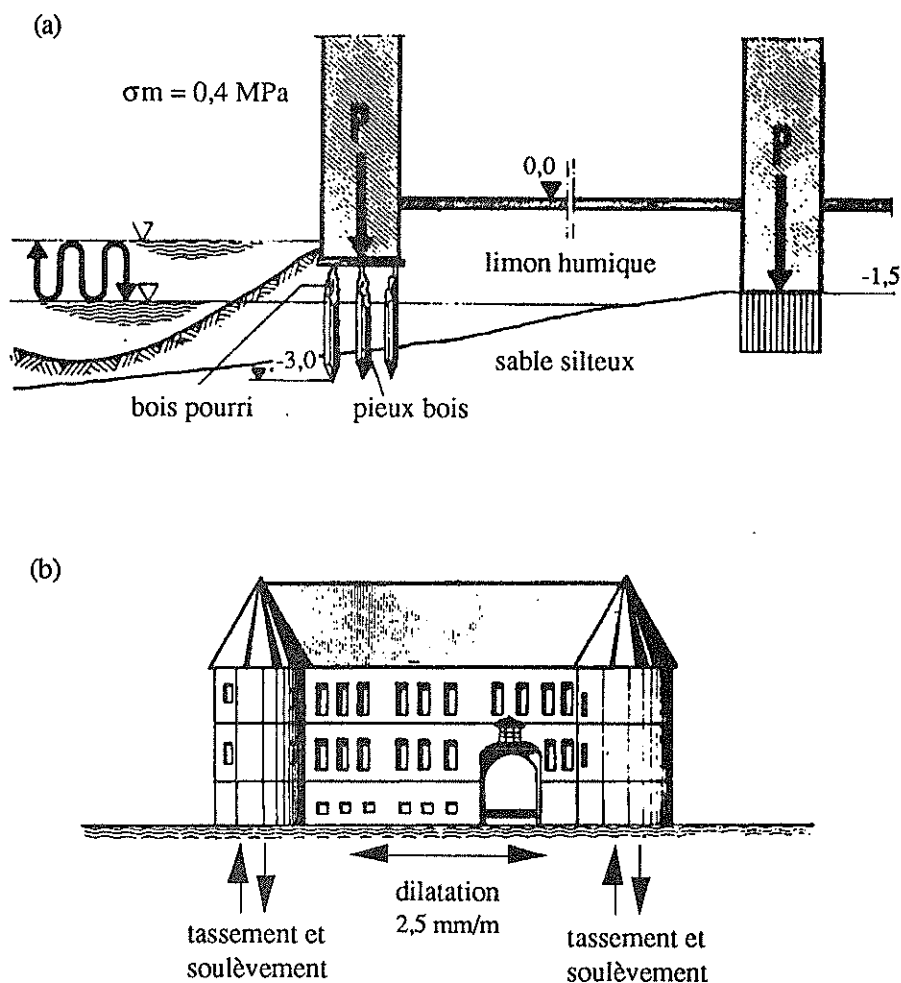


Figure 32 : Influence d'une exploitation minière sur le château de Herten, dont les fondations sur pieux ont été endommagées, [20].

<sup>1</sup> loess : limon calcaire, très fin, probablement d'origine éolienne

*b. Les phénomènes ponctuels*

Les phénomènes ponctuels sont nombreux. Ils résultent généralement des effets de mouvements différentiels qui produisent des compressions, des extensions ou des courbures (figure 33). Pour ces différents cas, la structure de l'édifice historique peut réagir de deux façons : par déformation plastique (pliure, torsion) ou par rupture, les ruptures étant localisées sur les points de faiblesse des bâtiments, c'est-à-dire principalement aux bords des portes et des fenêtres ou près d'un renforcement important, [19]-p.40. Les dégâts par extension ou compression peuvent être graves s'ils touchent :

- des câbles électriques enterrés qui, après pliure, peuvent se casser et ne plus être isolés
- des colonnes enterrées de liquides polluants
- des colonnes de gaz
- des rails de voies ferrées
- des ponts.

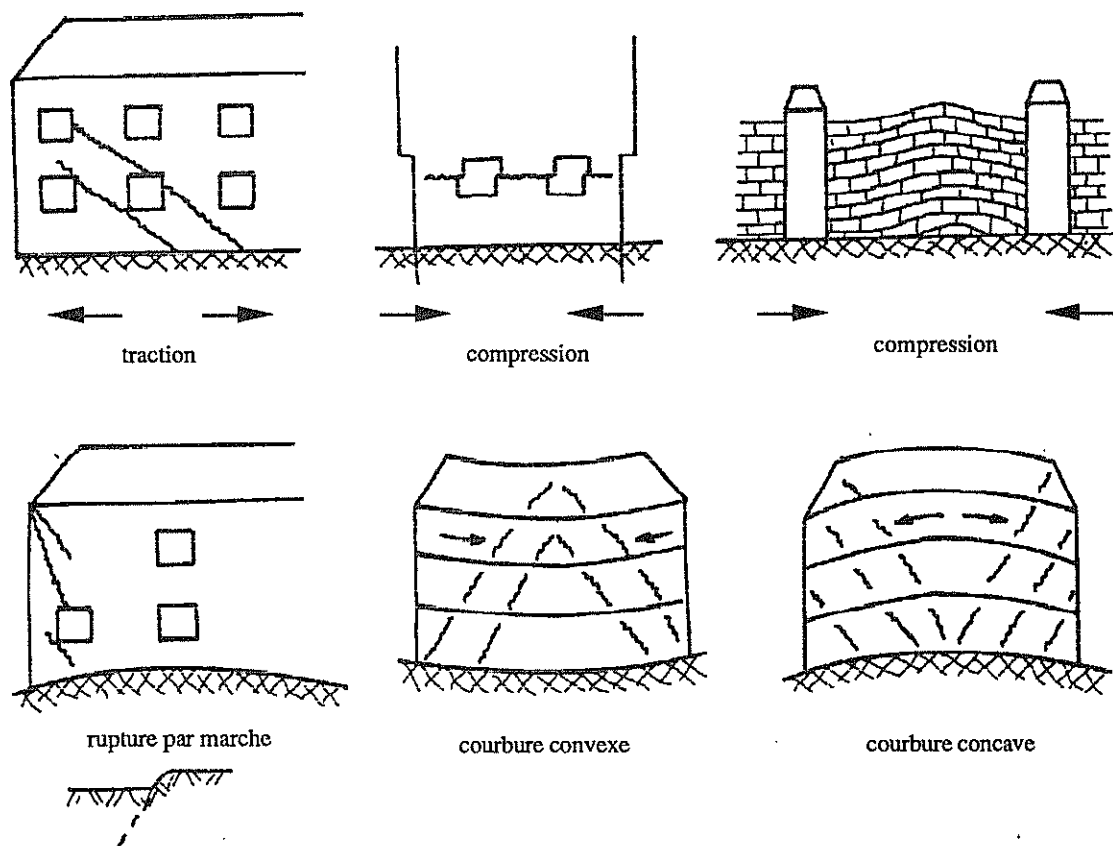


Figure 33 : Causes des dégâts affectant les constructions et résultants de l'influence d'exploitations minières ou de travaux souterrains, [19]-p.39, d'après Kratsch.

En ce qui concerne les bâtiments, outre la fissuration des murs autour des portes et des fenêtres, on peut redouter les effets sur son alimentation en eau, gaz et électricité déjà mentionnés, [19].

Les ruptures par traction sont rapides et se développent au cours des travaux souterrains alors que les compressions sont généralement assez bien admises par les constructions mais se manifestent sous forme de pliure. Au-delà d'une certaine limite de compression, les dégâts peuvent être très importants. D'autre part, des compressions peuvent induire des tractions sur d'autres parties d'un édifice, c'est le cas, par exemple, de bâtiments à fort renforcement aux extrémités pour lesquels, les longines et les murs peuvent être localement en traction alors que la structure est globalement en compression (figure 34), [19].

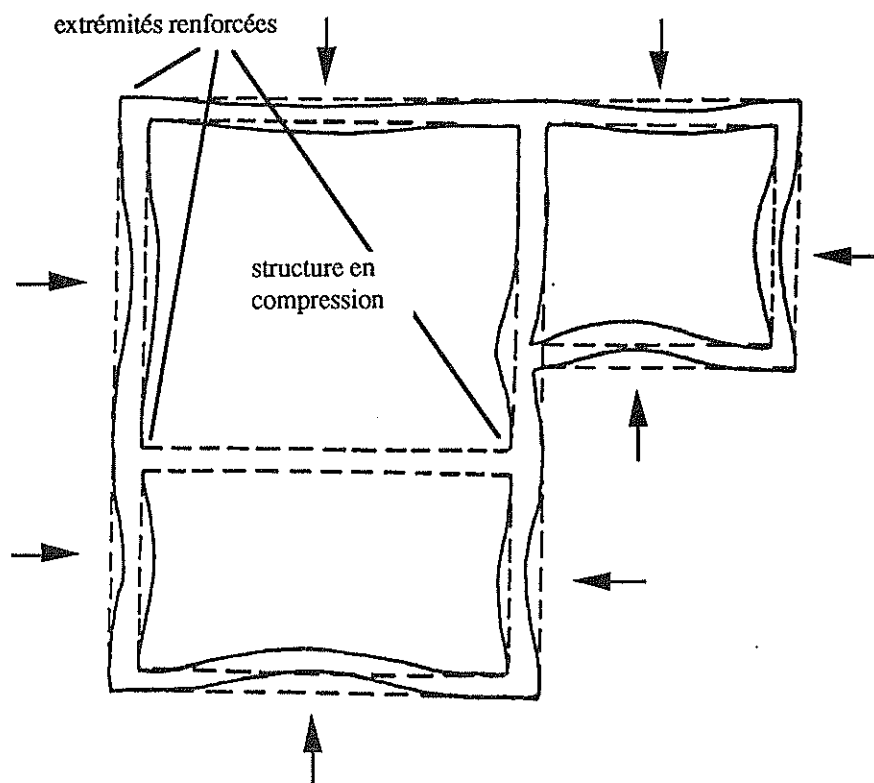


Figure 34 : Réaction d'un bâtiment à une compression, [19]-p.40.

Les pentes et les courbures causent en général des problèmes aux constructions importantes. La pente est préjudiciable aux bâtiments longs (30 m minimum) sans joints de dilatation. Une pente de 5 mm/m donne 25 cm de dénivelé entre les extrémités d'une construction de 50 m de longueur, ce qui peut entraîner des nuisances et même l'abandon du bâtiment. Les joints de dilatation permettent aux bâtiments de se déplacer par blocs avec la pente, chaque unité est ainsi moins sollicitée, [19].

La courbure, directement liée à la pente peut entraîner des modifications importantes sur les bâtiments hauts (figure 35), [19].

En règle générale, plus un bâtiment est important, plus il est susceptible de présenter des dégâts car chacun des types de problèmes (déformations, pente, courbure) est fonction des dimensions du bâtiment, [19]. De plus, ces types de problèmes sont cumulatifs. D'autre part, la

position du bâtiment par rapport à la situation des travaux souterrains (miniers ou de génie civil) détermine en général le type de problème rencontré. Ainsi, un bâtiment ne peut réellement subir l'effet de la pente que s'il se situe au voisinage du bord de la cuvette d'affaissement créée par une exploitation minière sous-jacente, [19].

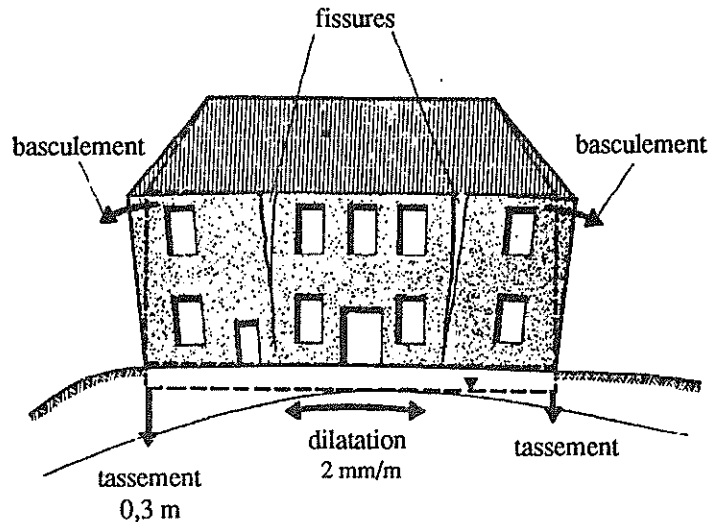


Figure 35 : Influence de l'exploitation des mines sur la maison Heisingen à Essen qui se traduit par une courbure concave au niveau du sol de fondation et qui produit des dégâts importants schématisés ici, [20].

Ces problèmes d'affaissements (au sens général) résultent, bien sûr, de l'activité humaine et se manifestent généralement au moment des travaux souterrains, aussi, on devrait les classer parmi les effets de l'action de l'homme. Néanmoins, à l'occasion des travaux effectués à notre époque, des mesures sont prises pour éviter les dommages à la surface (consolidation des terrains, etc...). Aussi, ce qui nous préoccupe le plus ici, est le cas de monuments reposant au voisinage de travaux souterrains anciens. En effet, le monument a pu être construit après l'existence de ces travaux et les excavations souterraines se dégradant avec le temps, sous l'effet de la gravité, peuvent en retour, endommager le monument qui se trouve à la surface. D'autre part, des cavités naturelles peuvent exister sous le monument ou le site historique (cavités karstiques par exemple) et, leur stabilité peut évoluer avec le temps entraînant des modifications en surface du même type que celles décrites précédemment.

### 2.3.2.3 Ouvrages historiques souterrains

La figure 22 (f)-p.37 illustre ce cas. On le rencontre très fréquemment dans le monde entier puisque cette rubrique regroupe entre autres, les grottes ornées, les souterrains historiques et les tombes. La dégradation de ces ouvrages vient principalement du fait que, construits sous la terre, ils sont soumis à des contraintes induites par le poids des terrains qui les surmontent. En règle générale, plus ces ouvrages sont profonds, plus les contraintes sont importantes. D'autre part, le creusement de telles cavités souterraines entraîne une modification de la distribution des contraintes au voisinage de l'ouvrage de telle sorte que des zones de surcontraintes apparaissent

aux limites de l'ouvrage (surcontraintes verticales aux parois verticales, surcontraintes horizontales au plafond et au plancher (au toit et au mur en langage minier)). Avec le temps et les modifications de l'environnement d'ordre tectonique, hydrogéologique, etc..., avec les modifications des conditions de charge (construction d'un building en surface, etc...), la stabilité des ouvrages souterrains peut être mise en cause, et c'est l'action de la gravité qui en est toujours la principale responsable (chutes de blocs,...).

La géométrie d'un ouvrage est toujours un facteur déterminant pour sa stabilité. Dans le cas d'une galerie ou d'une excavation simple, un plafond trop large sera plus facilement sujet à des fissurations qui pourraient conduire à des effondrements volumineux (figure 36) ; dans le cas de cavités souterraines excavées sous le modèle "chambres et piliers", la dimension des piliers est prépondérante pour qu'ils puissent soutenir longtemps le plafond...

D'un point de vue phénoménologique, les problèmes rencontrés dans les ouvrages souterrains et qui résultent de l'action du temps (ou de la gravité) plus ou moins directement, peuvent être répartis en deux catégories (d'après Piguet, Helal, Iman, [18]-p.153).

*a. Les ouvrages en contact avec des terrains tendres*

La stabilité semble, dans ces cas, liée étroitement :

- aux propriétés intrinsèques des terrains
- à la largeur ouverte des cavités
- à l'action des argiles gonflantes quand il y en a.

Le cas des tombes du site d' EL KAB (sud de Louxor, Egypte) illustre bien l'importance de la nature du terrain : les tombes entièrement creusées dans le calcaire sont stables alors que celles dont la couronne empiète dans les bancs argileux sus-jacents présentent des chutes de toit (plafond).

Les galeries plus étroites se comportent mieux, en général, que les passages ou cavités plus larges ou que les croisements de galeries.

En ce qui concerne l'action des argiles gonflantes, elles peuvent se manifester différemment selon les sites mais en sait que lorsque leur gonflement est contrarié par une construction (mur en maçonnerie par exemple), cette dernière est fortement sollicitée sous leur poussée et peut même se rompre. Dans plusieurs secteurs du Serapeum (Saqqarah, Egypte), des arches maçonnées ont été construites afin d'assurer la stabilité des galeries et des cavités. Or les piedroits et les épaulements de ces arches ont été fissurés par l'action supposée des argiles gonflantes, [18]-p.155.

*b. Les ouvrages localisés dans des roches dures naturellement fracturées (calcaires, grès, marnes ou argiles indurées)*

Les exemples caractéristiques sont nombreux comme dans la nécropole de Saqqarah (Egypte). La donnée géotechnique fondamentale pour la stabilité est alors la structure du massif rocheux (fracturation naturelle). Le toit immédiat de ces ouvrages souterrains peut alors être découpé en blocs plus ou moins volumineux qui peuvent présenter avec le temps des signes de déplacements relatifs les uns par rapport aux autres. Si les terrains sont stratifiés

horizontalement, certains lits sensibles à l'altération et susceptibles de favoriser des décollements peuvent provoquer la chute de dalles rocheuses de plusieurs m<sup>2</sup>, ce qui présente un danger pour la sécurité des visiteurs et pour la conservation de l'ouvrage dans son état primitif (figure 36). Les cavités de ce type ont parfois des dimensions importantes et, quand leur largeur est grande, des piliers de roche peuvent avoir été laissés en place lors de l'excavation. Le comportement de ces piliers devient alors un élément essentiel pour la stabilité du toit. Si ces piliers sont trop dégradés, soit par excès de chargement de la part des terrains sus-jacents, soit par altération due à l'environnement (eau, séismes...), la stabilité de ces ouvrages historiques peut être compromise, [18]-p.155.

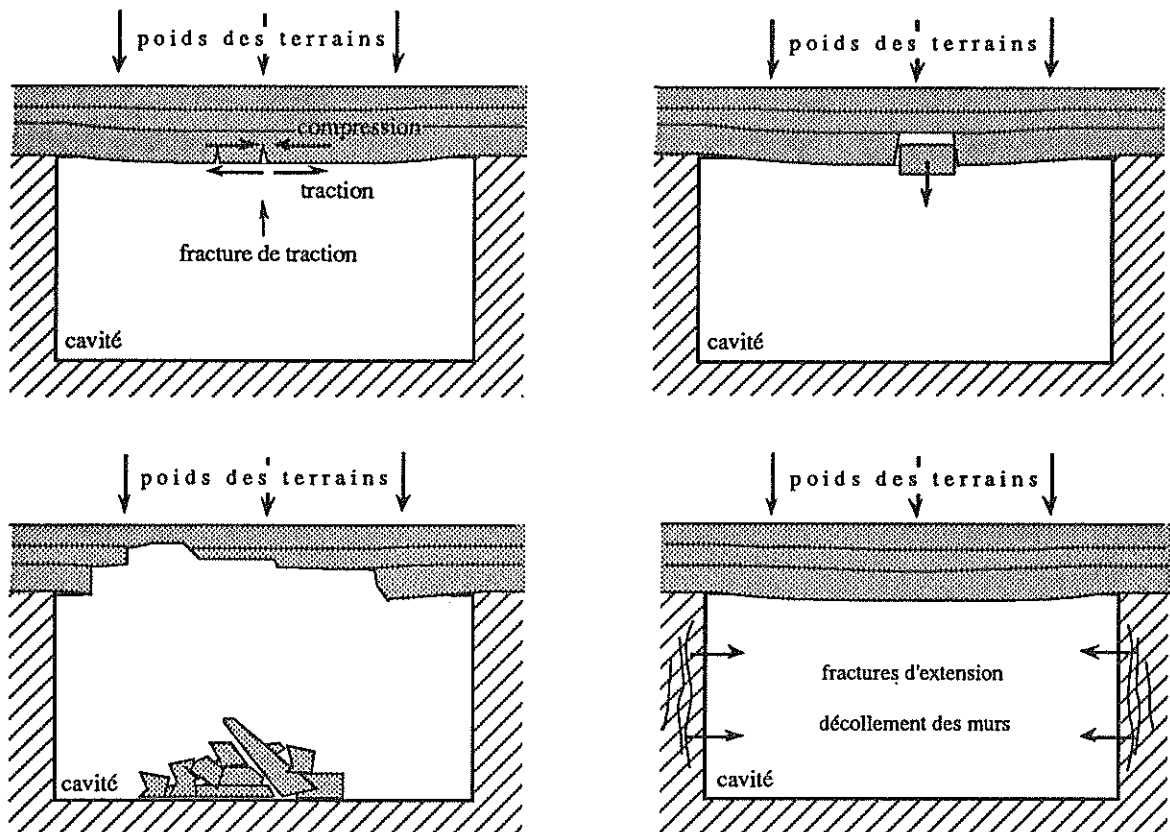


Figure 36 : Processus simplifié de la dégradation des cavités souterraines situées dans des roches dures naturellement fracturées.

## 2.4 Conclusion

Le panorama des problèmes rencontrés sur les monuments et les sites historiques montre la diversité des points sur lesquels doit se porter l'attention des restaurateurs. En les classant selon leur origine, l'accent est mis sur des principes de base de la restauration qui veulent que :

- on ne s'oppose pas à l'action de la nature, on ne peut que s'en protéger (la pluie...) ou en diminuer les effets (mesures contre les séismes...).
- on peut supprimer à terme, l'action néfaste de l'homme en prenant des mesures législatives destinées à régulariser les interventions humaines sur, ou au voisinage des monuments (en prenant des mesures contre la pollution par exemple).
- on ne peut supprimer l'action du temps, mais on peut ralentir ses effets (consolidation des pierres, des sols, etc...).

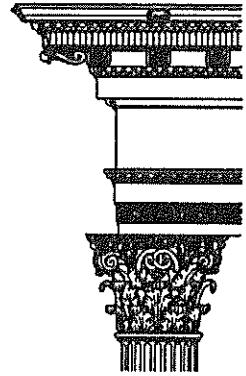
D'autre part, ce panorama montre également à quel point la protection des monuments et des sites historiques est un domaine d'études et de recherches multidisciplinaire, ce qui fait mentir Viollet-le-Duc qui disait en 1856 : "L'administration des cultes dispose d'architectes capables de combiner un système de reconstruction léger, solide, élégant, sans qu'il soit besoin d'avoir recours à des personnes étrangères à l'art de bâtir". La charte de Venise insiste d'ailleurs sur ce point, à l'article 2 : "La conservation et la restauration des monuments constituent une discipline qui fait appel à toutes les sciences et à toutes les techniques qui peuvent contribuer à l'étude et à la sauvegarde du patrimoine monumental" (voir annexe 1).

Les problèmes spécifiquement géotechniques semblent toutefois encore ne pas faire l'objet d'une attention systématique lors des visites techniques que peuvent effectuer les architectes des monuments historiques notamment. Quand leur importance est flagrante, une étude est proposée à un laboratoire de recherche quelconque spécialisé dans ce domaine. Pourtant, le comportement du sol au contact duquel repose un monument (ou qui constitue lui-même un site historique) est très souvent le premier responsable des problèmes de stabilité d'ensemble ou de structure des édifices ou des ouvrages souterrains.

Dans la suite, nous allons présenter les techniques et méthodes visant à faire le diagnostic ou l'état de stabilité global d'un monument ou d'un site historique, ces techniques et méthodes étant principalement importées de la discipline géotechnique.



# *Troisième partie*



**LES METHODES  
ET LES TECHNIQUES  
DE DIAGNOSTIC**

### 3. Les Méthodes et les Techniques de Diagnostic

Dans cette partie, l'aspect géotechnique des problèmes est principalement abordé, cela veut dire que nous nous attachons à étudier le comportement global d'un site ou d'un monument.

S'il s'agit d'un édifice, la stabilité de la structure, l'interaction édifice-sol sont nos préoccupations ; s'il s'agit d'un ouvrage souterrain, nous nous intéressons à sa stabilité globale ; si un édifice repose au pied ou au sommet d'un talus ou d'une falaise, c'est la stabilité de ce talus ou de cette falaise qui attire principalement notre attention.

A partir de l'étude du monument et de son environnement, il s'agit donc d'établir un diagnostic. Pour cela, il faut tenter de répondre aux questions suivantes :

- dans quel état de conservation se trouve le monument ou le site ?
- quel est son état de stabilité ?
- quel est son évolution possible ?
- quels sont les risques, pour la conservation du monument, du site et pour les visiteurs ?
- quelles agressions peut-il encore supporter (déformations, mouvements, vibrations, eau...) ?
- quelles sont les précautions à prendre ?
- quels sont les remèdes possibles ?

En essayant de répondre à ces sept questions, nous allons parcourir les différentes étapes d'une méthodologie d'étude devenue classique en géotechnique et qui est schématisée par la figure 37.

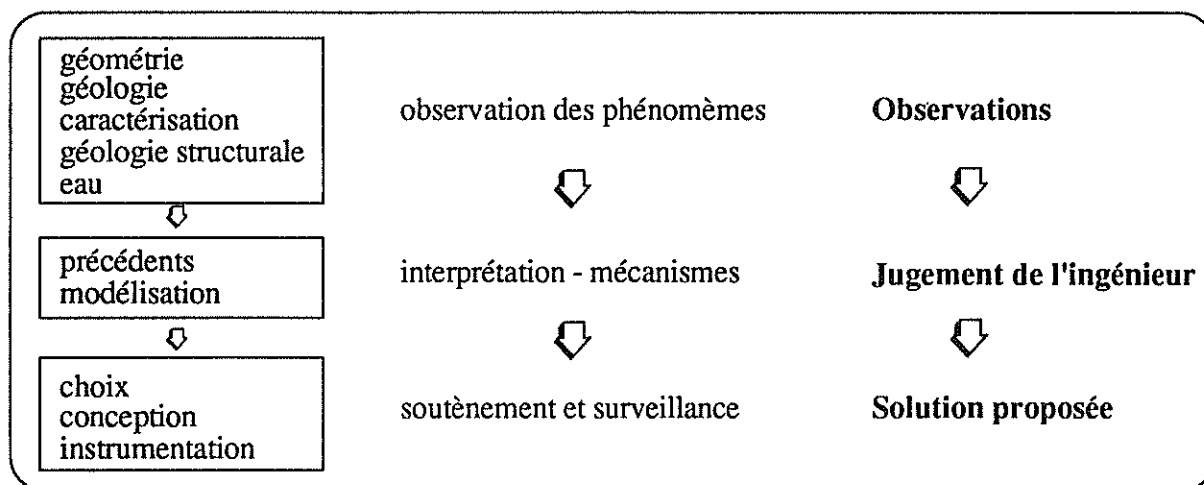


Figure 37 : Vue schématique de la méthodologie des études en géotechnique

### 3.1 L'état de conservation

C'est la phase descriptive de la méthodologie. Elle est le point de départ de toutes les autres phases, celle sur laquelle s'appuient les calculs, les raisonnements et les conclusions qui suivront.

Elle consiste à relever la géométrie du monument et de son environnement, à repérer la géologie (types des pierres de construction, des roches et des sols encaissants, stratigraphie,...) à caractériser les pierres, les roches, les terrains par des tests simples ou des essais de laboratoire (module d'Young, cohésion, angle de frottement, résistance à la compression et à la traction, perméabilité, ...), à noter les événements structuraux (discontinuités naturelles ou mécaniques, fissures, éboulements...) ainsi que la présence ou non d'eau dans un voisinage proche du monument ou dans le site.

#### 3.1.1 La géométrie

La géométrie d'un édifice, d'une excavation, d'un site est l'un des facteurs déterminants pour leur stabilité. Les techniques utilisées pour relever cette géométrie sont très diverses et peuvent être très simples ou très compliquées. On peut noter, sans entrer dans les détails, l'utilisation :

- d'un mètre à ruban et d'un crayon ;
- d'un télémètre à main (à ultrasons par exemple) et d'un crayon ;
- d'un appareil photo avec analyse ou traitement des photographies ;
- d'un théodolite ou plus généralement des instruments de la géodésie ;
- d'un système de télémétrie (Laser,...) ;
- d'un système complet de photogrammétrie (figure 38).

Selon les configurations rencontrées diverses représentations doivent figurer sur les plans :

- une vue de dessus (édifices, excavations) ;
- des coupes verticales (édifices, excavations, sites) sur lesquelles, l'environnement immédiat sera repéré (le relief des abords d'un édifice, le niveau de la surface pour les ouvrages souterrains, la totalité d'une falaise ou d'un talus...) ;
- éventuellement des coupes horizontales pour les monuments ou les sites à géométrie complexe.

Indiquer la géométrie des fondations est fondamental également. A ce stade, l'échelle et la direction du nord doivent figurer.

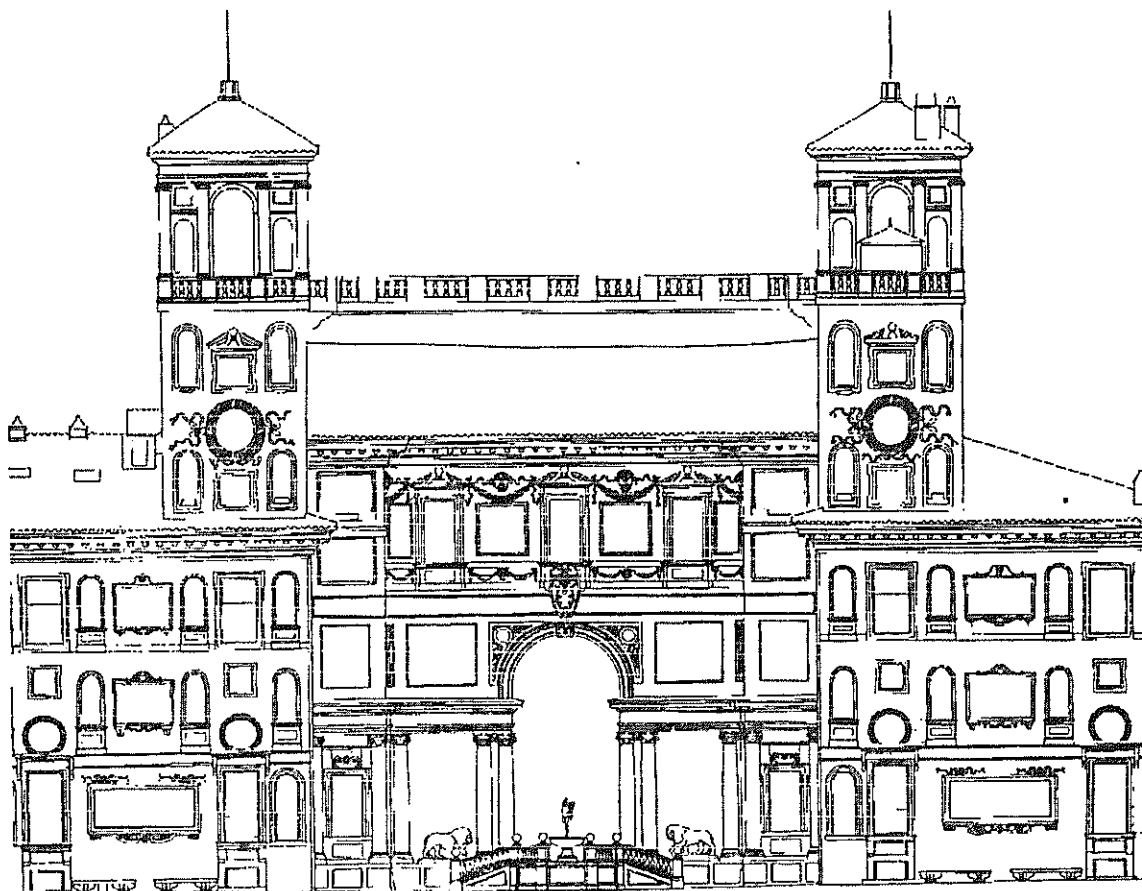


Figure 38 : Exemple de relevé photogrammétrique, face postérieure de la Villa Médicis à Rome  
(La Recherche au Ministère de la Culture, 1982-1983)

### 3.1.2 La géologie

Sur les coupes, devraient apparaître plusieurs relevés stratigraphiques (abords d'un édifice, ouvrages souterrains, talus, falaises, ...) quand ceux-ci sont réalisables, chacun des niveaux étant désigné par un nom (figure 39).

Les méthodes de reconnaissance des terrains du point de vue de la nature et de la géométrie des différents horizons lithologiques, qui sont les plus efficaces sont les suivantes, [22]-p.143 :

- les méthodes directes telles que sondages, puits, tranchées et galeries ;
- les méthodes mécaniques dont principalement les pénétromètres dynamique et statique ;
- quelques méthodes géophysiques comme la sismique réflexion ou les sondages électriques.

On notera qu'il peut être nécessaire de reconnaître les terrains à une profondeur très grande pour trouver l'origine d'un problème de surface. L'existence d'une couche d'argile molle à 35 m de profondeur par exemple, peut entraîner des tassements à la surface si les terrains intermédiaires ne sont pas assez rigides.

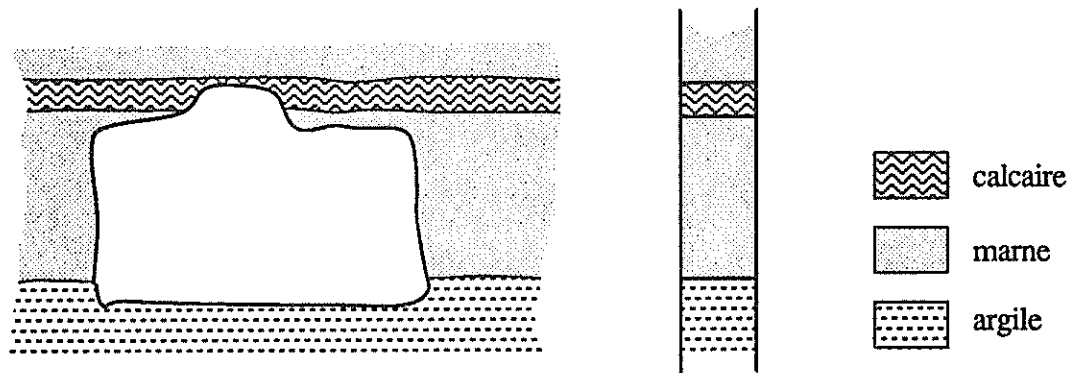


Figure 39 : Exemples de relevés stratigraphiques.  
(Sur une coupe ou en colonne) (le choix de représentation des roches ne correspond pas aux normes en vigueur)

### 3.1.3 Caractérisation des sols, des roches ou des pierres

Peuvent figurer également sur le plan, ou sur un rapport annexe, des tableaux résumant les différentes caractéristiques des matériaux rencontrés (Tableau 2). On retiendra comme données primordiales :

- le module d'élasticité  $E$
- la résistance à la compression  $R_c$
- la résistance à la traction  $R_t$
- le coefficient de poisson  $\nu$
- la densité  $d$
- la cohésion  $C$
- l'angle de frottement  $\varphi$

Si d'autres données sont possibles, il est utile de les mesurer. Il peut être intéressant également de localiser sur le plan l'endroit où ont été prélevés des échantillons ou l'endroit où ont été effectuées certaines de ces mesures. S'il est impossible d'obtenir ces résultats, des ordres de grandeur estimés pourraient figurer. Les données serviront notamment aux calculs de stabilité qui pourrait être faits.

	$E$ bar	$R_c$ bar	$R_t$ bar	$\nu$	$d$ g/cm <sup>3</sup>	$c$ bar	$\Phi$ °
Calcaire	120,000	128	28	0.21	2.4	30	40
Marne	80,000	84	23	0.24	2.3	22	35
Argile schisteuse	60-40,000	63	21	0.27	2.2	18	30
Recouvrement	90,000	88	24	0.24	2.3	23	35

Tableau 2 : Exemple de tableau résumant les caractéristiques principales de roches, [21].  
(des fourchettes de valeurs sont néanmoins préférables).

### 3.1.4 Evènements structuraux

Les contraintes qui s'exercent dans les roches ou les pierres sont souvent reliées aux forces qui causent fracturations, fissurations ou plissements. Un plan sur laquelle figureraient les fissures, les fractures, les joints, les failles ainsi que les signes de détérioration ou d'instabilité tels que les chutes de blocs, les montées en voute, les fontis, les zones très fracturées, les zones d'affaissement, les zones de gonflement ou de flambement, pourrait donner une idée des directions possibles de contraintes ainsi que de leur amplitude. Des symboles peuvent servir à identifier ces différents types d'évènements structuraux. Pour les fissures, fractures, joints et failles, il serait bon d'indiquer symboliquement ou numériquement leur direction et leur pendage (flèches, projections stéréographiques). Pour les zones dégradées, on pourra également constituer des classes selon la gravité des problèmes (volumes de blocs éboulés, densité de fracturation, etc...) (figure 40).

Le RQD (Rock Quality Designation) est souvent utilisé comme indicateur de la densité de fracturation. Il est défini comme le rapport de la somme des longueurs des morceaux d'une carotte (il s'agit du terme désignant le résultat d'un sondage non destructif) supérieures à 100 mm, sur la longueur totale de la carotte. Ce RQD peut néanmoins être calculé, sans sondage, sur une face exposée :

$$\text{RQD (\%)} = 100 \times (\text{longueur de la carotte en morceaux} / \text{longueur du trou de sondage}).$$

Néanmoins, on pourra lui préférer, actuellement, les grandeurs caractéristiques de la distribution des fractures (moyenne, médiane, écart-type, quantiles, etc ...) dont la détermination n'est pas plus difficile que celle du RQD et qui sont plus riches d'enseignements.

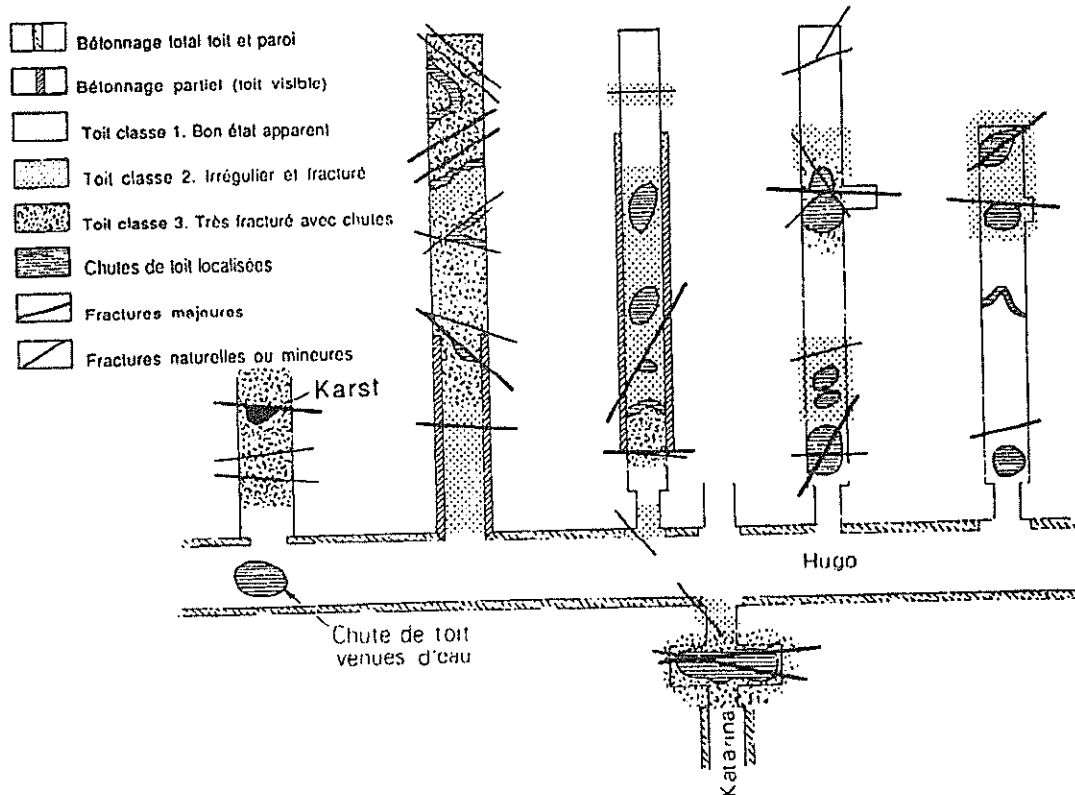


Figure 40 : Exemple de représentation des évènements structuraux (d'après R. Schwartzmann, J.P. Josien & F. Homand-Etienne, [18] p.14).

### 3.1.5 L'eau

L'influence de l'eau, on l'a vu, est considérable en regard de la stabilité des édifices ou des sites. Elle peut transporter des sels, se dilater dans les pierres, faire gonfler des argiles, etc... Il sera bon, quand cela est possible, de placer sur une coupe verticale, le niveau d'une nappe aquifère (obtenu par sondage, puits, tranchée ou mesures piézométriques) ainsi que toutes les zones sujettes à des écoulements d'eau (figure 41).

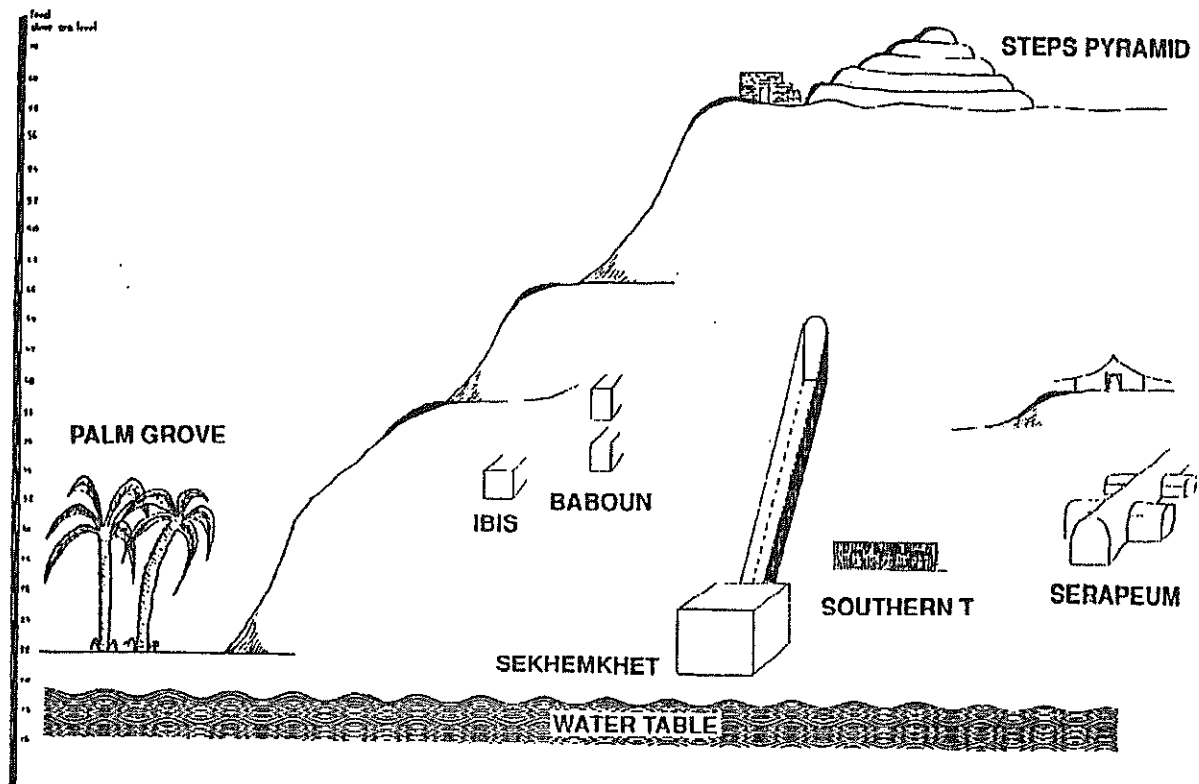


Figure 41 : Exemple de représentation du niveau de plusieurs tombes de Saqqarah (Egypte) par rapport à la surface du sol et au niveau de la nappe d'eau souterraine, [21].

### 3.1.6 Conclusion

De tels plans permettent aux responsables de localiser des zones a priori dangereuses ou des zones d'intérêt pour une étude plus poussée... Ils constituent un premier bilan uniquement "visuel" qui permet d'envisager des hypothèses (ex : tassements différentiels dus à des terrains de fondation hétérogènes), de lancer des investigations sur les phénomènes rencontrés afin de guider les études et recherches ultérieures.

D'autre part, ces plans peuvent déjà fournir des données chiffrées approximatives sur des coûts de réparations ou de maintenance (remplacer tel élément, échafauder telle zone, protéger telle partie,...).

Enfin, ces plans constituent une photographie "structurale" d'un monument ou d'un site historique à un moment précis. Ils peuvent ainsi servir de référence à d'autres plans qui seraient réalisés après et peuvent ainsi fournir des indications qualitatives sur l'évolution d'un monument ou d'un site. Des photographies accompagneront toujours favorablement une carte

“géotechnique” réalisées selon les dispositions décrites auparavant (figure 42).

D'autre part, ainsi exécutés, ces plans répondent aux objectifs généraux énoncés par le guide de l'UNESCO relatif à la cartographie géotechnique qui suivent, [22]-p.147 :

- rassembler et représenter l'information objective nécessaire pour évaluer les caractéristiques géotechniques dont la connaissance est indispensable dans le triple domaine de l'aménagement régional, de la construction et de l'exploitation minière.
- permettre la prévision des modifications des conditions géologiques que risquent d'entraîner les travaux et suggérer les mesures préventives nécessaires (voir plus loin).
- présenter l'information géologique et géotechnique d'une façon accessible aux professionnels qui l'utilisent et qui ne sont pas forcément géologues.

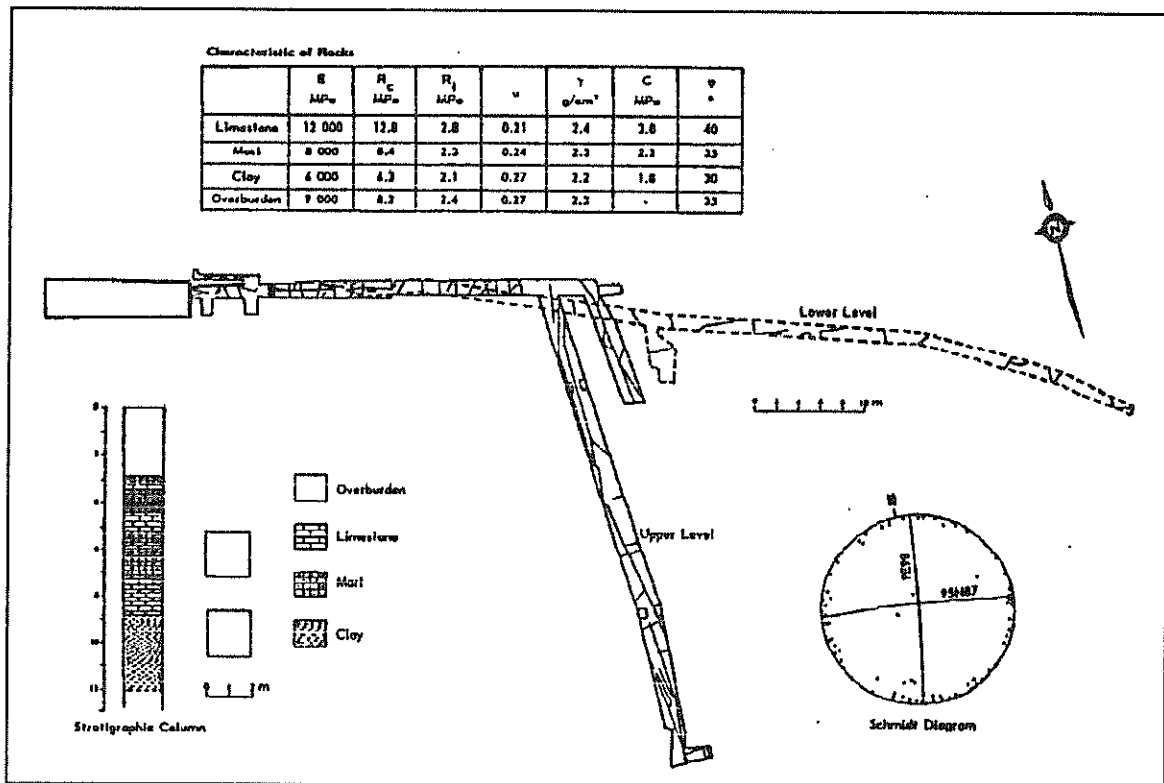


Figure 42 : Exemple de carte géotechnique globale représentant la tombe des Babouins à Saqqarah, en Egypte, [31].



## 3.2 L'état de stabilité

Caractériser l'état de stabilité d'un monument ou d'un site, c'est faire une première interprétation des observations rassemblées sur la carte géotechnique préalablement constituée et des éventuels essais ou expérimentations qui peuvent être menés à ce stade.

En général, cette caractérisation est présentée sous la forme de résultats chiffrés qui peuvent être obtenus par des mesures in-situ, des calculs simples ou des modélisations de comportement sur ordinateur.

### 3.2.1 Les mesures in-situ

#### *a. Cas d'un édifice ou d'un ouvrage souterrain*

En dehors des prélèvements d'échantillons qui peuvent avoir été déjà faits pour caractériser les roches et éventuellement leur degré d'altération (par la connaissance de  $R_c$ ,  $R_t$  par exemple).

Il est possible de mesurer, sur place :

- la profondeur des fissures, l'état des fondations par examen endoscopique ;
- l'absorptivité en eau des pierres avec l'utilisation du tube de Karsten par exemple (figure 43) qui mesure la vitesse de pénétration de l'eau dans les pierres, ou l'absorptivité des sols encaissants (pour évaluer l'influence de l'eau de pluie) ;
- la perméabilité des pierres, mesurée à l'aide du perméamètre à gaz de Ruska par exemple, qui est relative aux flux et à l'expansion de la vapeur d'eau dans les pierres ;
- la résistance d'une pierre par une méthode de rebond élastique comme celle qu'utilise le marteau de Schmidt (figure 44). Cette donnée peut mettre en évidence localement des éléments faiblement résistants de la structure ;
- l'intégrité d'une pierre par une méthode ultrasonique qui permet de détecter des fissures et de donner une approximation de la résistance de la roche (des mesures faites sur la pyramide de Meidum en Egypte ont montré qu'en certains endroits de la couverture de cette pyramide, on trouve des pierres de calcaire très fiable puisque des vitesses de transmission de vibrations à travers ces pierres de 2700 m/sec ont été mesurées, au lieu de 5000 à 6000 m/sec pour des calcaires moyens, ce qui a permis de localiser des zones d'instabilité potentielle [23]-p.21.) ;
- l'état de contraintes dans une pierre avec une méthode du genre vérin-plat si cela est possible car cette méthode est légèrement destructrice (figure 45).

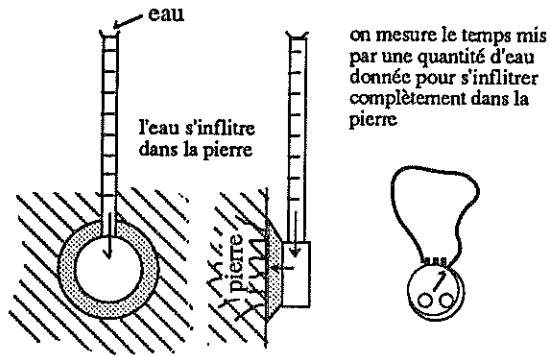


Figure 43 : Principe du tube de Karsten

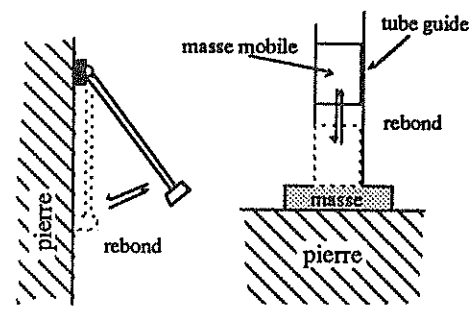


Figure 44 : Principe du marteau de Schmidt (linéaire ou rotatif).

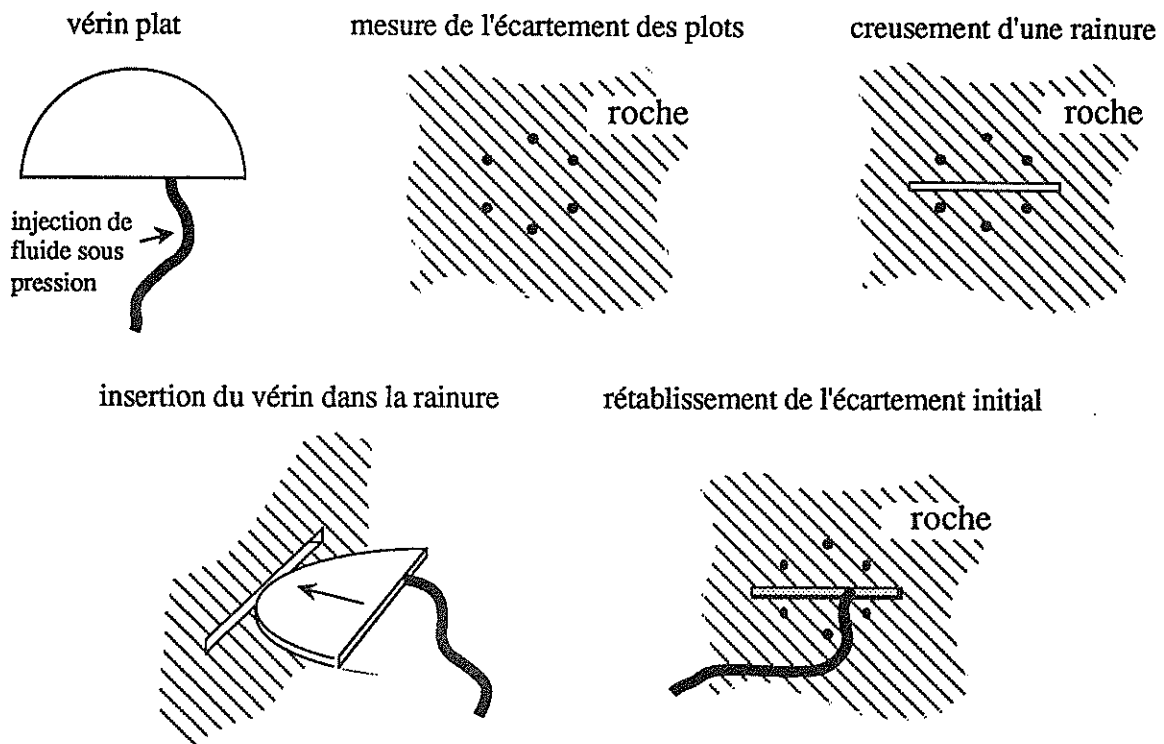


Figure 45 : Schéma de principe de la méthode de mesures de contraintes au vérin plat (une formulation mathématique permet d'obtenir les contraintes à partir de la pression du fluide injecté pour rétablir l'écartement initial entre les plots)

#### b. Cas d'une falaise, d'un talus et éventuellement d'un ouvrage souterrain

Les mesures possibles sur les édifices ou les ouvrages souterrains se révèlent généralement inutiles ou irréalisables dans le cas d'un talus ou d'une falaise. On pourra néanmoins effectuer dans ce cas :

- des mesures de contraintes par vérin plat ou cellule pressiométrique
- des examens endoscopiques de fractures pour évaluer leur étendue

- des essais de résistance de joints à partir de blocs fissurés
- des sondages ou des mesures géophysiques pour repérer éventuellement dans le talus ou la falaise des cavités invisibles de l'extérieur (karsts, ...) ou des "défauts" structuraux du point de vue géologique et qui pourraient avoir une influence sur le comportement du talus, de la falaise ou de l'ouvrage souterrain.

### 3.2.2 Les calculs simples

#### a. Cadre théorique des calculs proposés. Cercle de Mohr

Les calculs simples qui vont être proposés succinctement par la suite reposent essentiellement sur l'étude des contraintes en un point "névralgique" d'un édifice, de son sol de fondation ou de ses terrains encaissants, comparée à un critère de rupture. On dispose, pour faire cette comparaison, d'un outil de base qui peut être utilisé simplement et qui est le Cercle de Mohr. Pour ce faire, on est conduit à déterminer la valeur et la direction des contraintes dites "principales". En nous plaçant dans l'hypothèse d'un milieu à deux dimensions (hypothèse des contraintes planes), cette détermination est possible à condition de connaître trois données qui sont généralement :

- soit  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  et  $\tau_{xy}$ , contraintes normales et de cisaillement exercées sur deux facettes "théoriques" perpendiculaires entre elles et passant par le point étudié (figure 46).
- soit  $\sigma_a$ ,  $\sigma_b$  et  $\sigma_c$ , contraintes normales exercées sur 3 facettes d'orientations différentes mais connues et passant également par le point étudié (figure 46).

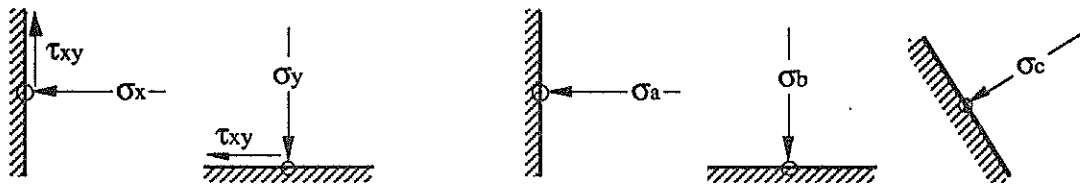


Figure 46 : Contraintes normales et de cisaillement

Ces données peuvent être obtenues par des éléments de théorie (élasticité, plasticité, ...) ou par des mesures de contraintes in situ (le principe de la technique du vérin plat repose sur la détermination des contraintes du type  $\sigma_a$ ,  $\sigma_b$  et  $\sigma_c$ ).

Connaissant les trois données du type  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  et  $\tau_{xy}$ , le cercle de Mohr se construit de la façon illustrée par la figure 47.

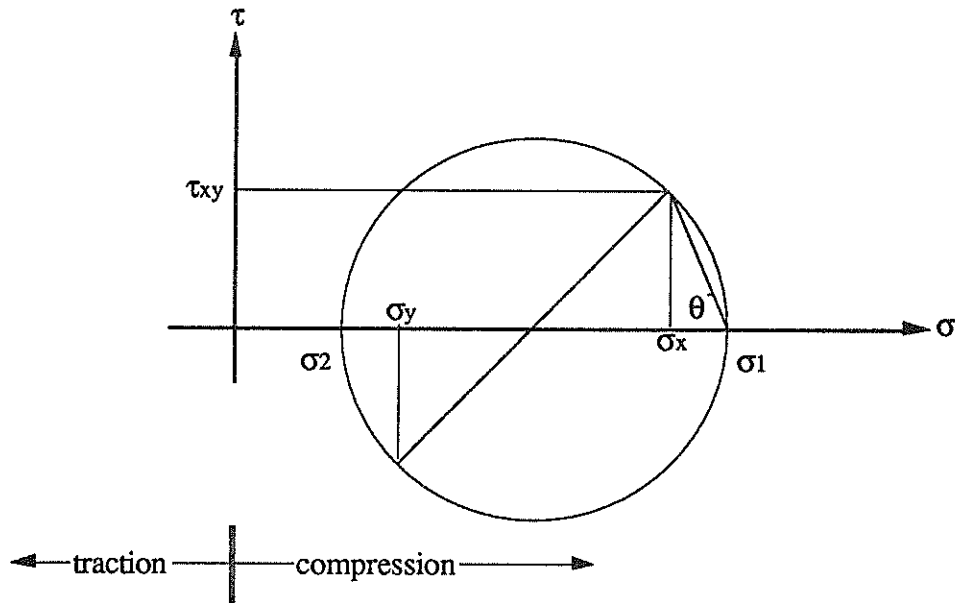


Figure 47 : Construction du cercle de Mohr.

Sur cette figure,  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont les contraintes principales, elles sont perpendiculaires entre elles.  $\sigma_1$  est la contrainte dite majeure et  $\sigma_2$  est la contrainte dite mineure.

Il découle de la construction précédente les formules suivantes :

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\theta$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\theta$$

où  $\sigma$  et  $\tau$  sont les contraintes normales et de cisaillement qui s'exercent sur une facette (passant par le point d'étude) faisant un angle  $\theta$  avec la direction de  $\sigma_1$ .

Dès lors, connaissant  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  et  $\tau_{xy}$ , on établit un système de 3 équations à 3 inconnues  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\theta$  issu des 2 équations précédentes et que l'on résout facilement.

A partir des trois données du type  $\sigma_a$ ,  $\sigma_b$  et  $\sigma_c$ , on peut, de la même façon, constituer un système de 3 équations à 3 inconnues  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\theta$ .

Il reste alors à comparer l'état de contraintes obtenu, avec la courbe intrinsèque (de type Mohr-Coulomb) du matériau dont on étudie le comportement (cette courbe intrinsèque est obtenue à partir d'essais de laboratoire). Cette comparaison peut s'effectuer graphiquement comme cela est illustré par la figure 48.

Si le grand cercle (déterminé par les valeurs de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) rencontre la courbe intrinsèque du matériau, il peut se produire une rupture du matériau selon un plan faisant un angle  $\theta$  avec la direction de  $\sigma_1$  (cet état correspond en fait au dépassement de la limite élastique du matériau, ce qui est considéré comme un signe précurseur de rupture).

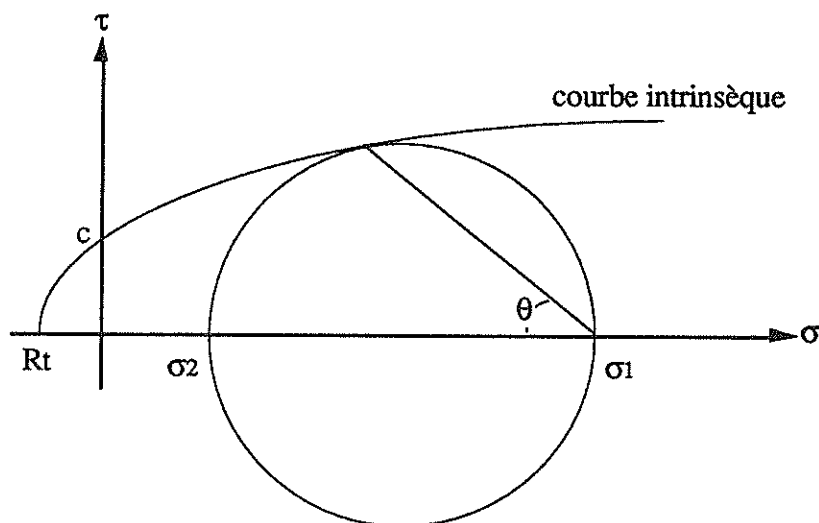


Figure 48 : Comparaison du cercle de Mohr avec la courbe intrinsèque.

On peut faire remarquer ici que :

- la courbe intrinsèque des roches a globalement la forme d'une parabole,
- celle des sols est considérée comme étant une droite d'équation " $\tau = c + \sigma \tan \phi$ " dans le repère  $(\sigma, \tau)$  du plan de Mohr ( $c$  est la cohésion et  $\phi$  est l'angle de frottement interne).

#### b. Cas d'un édifice.

Avant d'entamer une étude de stabilité par des méthodes numériques par exemple, il est bon de vérifier au préalable, par des calculs simples, les charges exercées par un édifice sur le sol ou les charges exercées sur certains éléments de l'édifice par les autres qui le constituent. Ces calculs simples permettent ainsi de vérifier rapidement si certains édifices ont été mal dimensionnés dès leur construction ou si, à la suite des dégradations qu'ils ont subies, ils sont encore capable de se supporter ou d'être supportés par le sol.

Les calculs qui sont possibles manuellement ne concernent que des structures simples. On peut, par exemple, vérifier facilement la tenue des poutres (figure 49).

On peut également calculer la charge exercée par un mur de fondation sur le sol en utilisant des résultats simples issus de la théorie de l'élasticité pour un milieu homogène semi-infini. Plaçons nous dans l'hypothèse des contraintes planes, ce problème revient à déterminer les contraintes induites dans le sol de fondation par une ligne de chargement transversale considérée en 2 dimensions comme ponctuelle :  $P$  (figure 50).

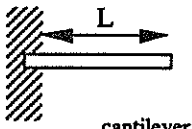
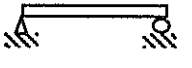
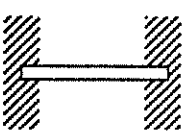
type	$\tau_{max}$	$\sigma_{max}$	note
 cantilever	$\frac{3 WL}{2 t}$	$\frac{3 WL^2}{t^2}$	$W = \frac{\text{charge}}{\text{unité de long. d'ouverture}} = \gamma t$ t = épaisseur b = largeur = unité = 1 L = longueur d'ouverture $\gamma$ = poids volumique de la poutre
 simple	$\frac{3 WL}{2 t}$ (aux extrémités)	$\frac{3 WL^2}{4 t^2}$ (au centre)	
 encastrée	$\frac{3 WL}{4 t}$ (aux extrémités)	$\frac{1 WL^2}{2 t^2}$ (aux extrémités)	

Figure 49 : Contraintes maximales de cisaillement et de traction pour différents types de poutres ou plaques rectangulaires soumises à un chargement vertical uniforme, [24]-p.152.

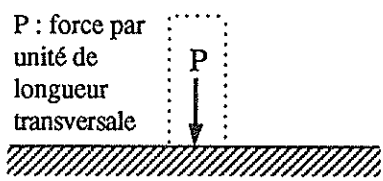


Figure 50 : Force exercée par un mur.

Dans le cas d'un mur (figure 50), l'état de contraintes peut être obtenu par le calcul suivant ([28]-p.302) illustré par la figure 51.

$$\sigma_r = \frac{2P \cos \theta}{\pi r}$$

$$\sigma_\theta = 0$$

$$\tau_{r\theta} = 0$$

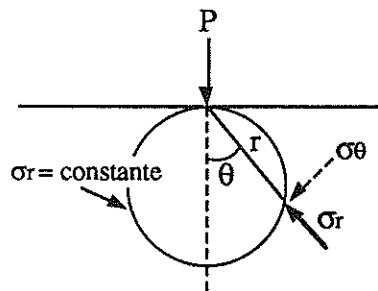


Figure 51 : Contraintes induites par une charge verticale

D'autre part, les courbes " $\sigma_r = \text{constante}$ " sont des cercles tangents à la surface au point d'action de P (figure 51).

Si la ligne de chargement agit en cisaillement on trouve les résultats suivant, [28]-p.303, illustrés par la figure 52 :

$$\sigma_r = \frac{2Q \sin \theta}{\pi r}$$

$$\sigma_\theta = 0$$

$$\tau_{r\theta} = 0$$

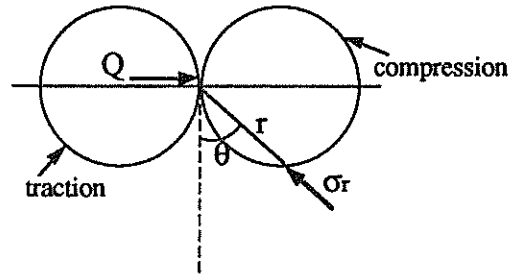


Figure 52 : Contraintes induites par une force de cisaillement.

Si la ligne de chargement est oblique par rapport à la surface du sol on trouve les résultats suivants, figure 53 :

$$\sigma_r = \frac{2R \cos \theta}{\pi r}$$

$$\sigma_\theta = 0$$

$$\tau_{r\theta} = 0$$

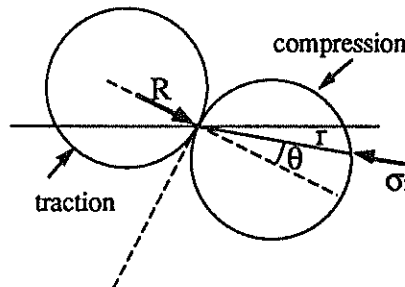


Figure 53 : Contraintes induites par un chargement oblique.

Ayant ainsi calculé les contraintes dans le sol de fondation, on peut alors les confronter au critère de rupture grâce à la construction du cercle de Mohr.

En ce qui concerne les fondations des édifices, il faut vérifier que les contraintes dues aux surcharges qui apparaissent dans les terrains sont admissibles (on vient d'évoquer cet aspect), mais il faut aussi vérifier que ces contraintes créent, à la base de l'ouvrage, des tassements également admissibles pour la sauvegarde de celui-ci. C'est pourquoi on peut mentionner également un calcul de tassement qu'il est bien utile de réaliser. Ce calcul donne la valeur du tassement " $w$ " au centre d'une fondation circulaire de rayon " $R$ ", chargée par une pression  $P$ , figure 54, [29]-p.199.

$$w = 2 \frac{PR}{E} (1 - \nu^2)$$

$$w = 1,57 \frac{PR}{E} (1 - \nu^2)$$

E : module d'élasticité du sol  
 u : coefficient de Poisson du sol

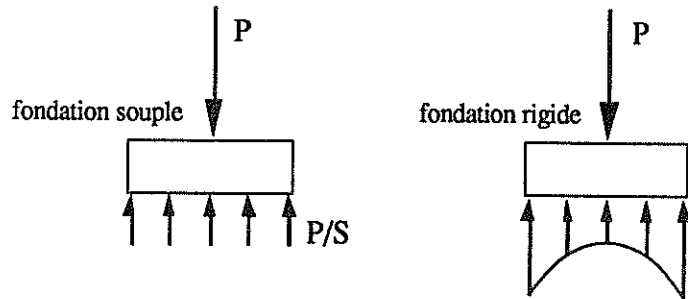


Figure 54 : Réaction du sol face aux fondations.

D'autres calculs, plus simples encore, peuvent également nous permettre d'estimer les efforts transmis par un édifice sur le sol.

Une estimation rapide des masses mises en jeu a permis, par exemple, de chiffrer à 70000 tonnes environ la charge transmise par le dôme de la cathédrale St Paul (le plus large du monde) sur le sol argileux de Londres. Bien qu'énorme, cette masse uniformément répartie sur les huit piliers et bastions a entraîné l'enfoncement de l'édifice de 16 cm sans que la stabilité de l'ensemble ne soit compromise, [23]-p.53.

De même, la masse de la pyramide de Chéops, qui vaut environ 5 millions de tonnes, correspond à une masse par mètre de périmètre de 6500 tonnes alors que cette donnée vaut 300 à 900 tonnes/m pour une centrale nucléaire et 400 à 500 tonnes/m pour un immeuble de 50 étages, [23]-p.17. Un autre calcul donne une contrainte verticale moyenne exercée par la pyramide sur le sol de 9,5 bars (0,95 MPa) avec une valeur maximale au centre beaucoup plus grande. Un troisième calcul permet de donner un ordre de grandeur de cette contrainte au centre en supposant qu'elle est due à une colonne de pierre faisant 147 mètres de haut (hauteur de la pyramide) et ayant une densité de 2,5 tonnes/m<sup>3</sup> (densité moyenne des blocs de la pyramide). En considérant une colonne de 1 m<sup>2</sup> de base, cela fait une contrainte verticale au sol de 36,7 bars (3,67 MPa) à comparer avec les capacités portantes des sols telles qu'on les trouve typiquement dans les règles pratiques de génie civil (tableau 3, d'après [28]-p.297).



Type de roche	Région d'occurrence	Contrainte admissible (MPa)
Calcaire massif stratifié	U.K.	3,8
Dolomite	Chicago	4,8
Dolomite	Detroit	1,0 - 9,6
Calcaire	Kansas City	0,5 - 5,8
Calcaire	St. Louis	2,4 - 4,8
Micaschiste	Washington	0,5 - 1,9
Micaschiste	Philadelphie	2,9 - 3,8
Schiste de Manhattan	New York	5,8
Gneiss de Fordham	New York	5,8
Schiste et ardoise	U.K.	0,5 - 1,2
Argilite	Cambridge, MA	0,5 - 1,2
Schiste argileux de Newark	Philadelphie	0,5 - 1,2
Schiste argileux dur et cimenté	U.K.	1,9
Schiste argileux de Eagleford	Dallas	0,6 - 1,9
Argile schisteuse	U.K.	1
Grès de Fox Hills	Denver	1,0 - 2,9
Craie solide	U.K.	0,6
Craie de Austin	Dallas	1,4 - 4,8
Grès friable	Los Angeles	0,5 - 1,0

Tableau 3 : Capacité portante de différents types de roches intactes, [28]-p.297.

### c. Cas des ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains se présentent généralement sous la forme d'une excavation simple, comme un tunnel ou une chambre (galerie d'accès non comprise) ou sous la forme d'excavations multiples, comme des chambres superposées, des chambres adjacentes ou des chambres avec piliers.

Les contraintes qui existent en un point situé à une profondeur donnée d'un massif rocheux résultent du poids et de l'histoire géologique des terrains qui surmontent ce point. La création d'une excavation souterraine modifie la distribution des contraintes initiale de telle façon que la limite de résistance des roches peut être dépassée en certains points.

A ce stade de l'élaboration du diagnostic, il est possible de réaliser quelques calculs dans le but de vérifier notamment le bon ou le mauvais dimensionnement des ouvrages souterrains selon leur configuration ou de détecter des zones susceptibles de présenter des signes d'instabilité autour de ces ouvrages.

### Excavations simples.

Le cas de la galerie circulaire dans un milieu intact et élastique a été résolu dès 1898 par Kirsch. Les résultats qu'il a obtenus peuvent être utilisés pour évaluer l'état de contraintes autour d'une excavation circulaire ou même d'une excavation à section quelconque pourvu que l'on recherche simplement un ordre de grandeur des contraintes.

La formulation des solutions de Kirsch que l'on trouve dans tous les manuels de mécanique des roches est la suivante (illustrée par la figure 55) :

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2} p_z \left\{ (1+k) \left( 1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-k) \left( 1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right\}$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} p_z \left\{ -(1-k) \left( 1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right\}$$

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_{\theta}) + \left( \frac{1}{4} (\sigma_r - \sigma_{\theta})^2 + \tau_{r\theta}^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_{\theta}) - \left( \frac{1}{4} (\sigma_r - \sigma_{\theta})^2 + \tau_{r\theta}^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\tan (2\alpha) = \frac{2\tau_{r\theta}}{(\sigma_{\theta} - \sigma_r)}$$

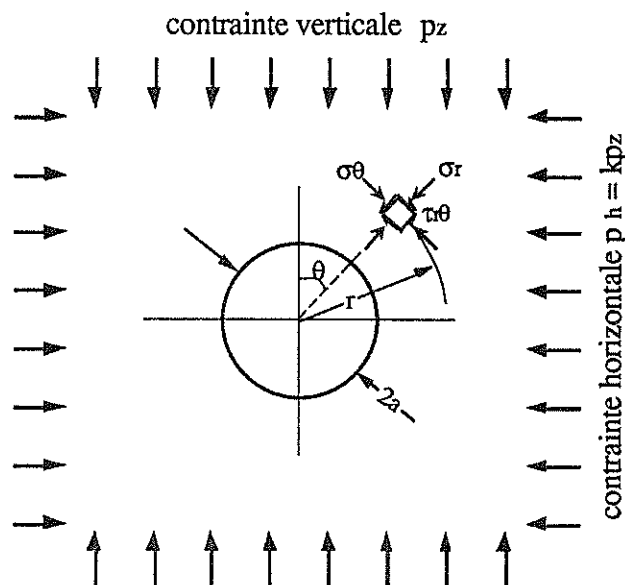


Figure 55 : Schéma de chargement autour d'une galerie circulaire

Aux limites de l'excavation, la formulation est réduite à :

$$\sigma_{\theta} = p_z (3k - 1) \text{ pour } \theta = 0 \text{ et } 180^{\circ}$$

$$\sigma_{\theta} = p_z (3 - k) \text{ pour } \theta = 90 \text{ et } 270^{\circ}$$

La valeur de  $p_z$  peut être obtenue par des mesures de contraintes in situ ou simplement par la formule " $p_z = \gamma z$ " où  $\gamma$  est le poids volumique des terrains sus-jacents et  $z$  la profondeur.

La valeur de  $k$  peut varier considérablement selon l'histoire géologique des terrains. A faible profondeur (ce qui est le cas des ouvrages souterrains historiques) on peut trouver des valeurs de  $k$  variant de 0 à 3,5 environ, [27]-p.100. Pour  $k = 0$ , on peut ainsi voir apparaître des tractions au toit et au sol de l'excavation valant  $-p_z$ , ce qui peut expliquer certains signes de rupture. D'autre part, sur les murs de l'excavation ( $\theta = 90$  ou  $270^{\circ}$ ), des compressions excessives peuvent également apparaître et entraîner la rupture des roches ( $\sigma_{\theta} = 3p_z$ ).

Si l'excavation est elliptique (ou à "tendance elliptique"), les contraintes au mur et au toit s'obtiennent par les formules suivantes, illustrée par la figure 56, [27]-p.110 :

$$\sigma_A = p_z \left( 1 + 2 \frac{W}{H} - k \right)$$

$$\sigma_C = p_z \left( k \left( 1 + 2 \frac{H}{W} \right) - 1 \right)$$

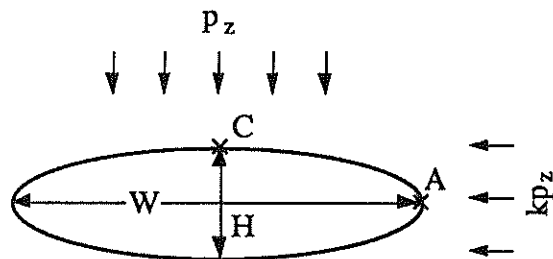


Figure 56 : Chargement autour d'une galerie elliptique.

Si  $k = 0$  et  $W = 2H$  on a alors  $\sigma_A = 5p_z$  et  $\sigma_C = -p_z$ .

Les solutions de Kirsch permettent également de calculer l'influence potentielle de joints si le milieu est fracturé. En supposant qu'un joint d'orientation et de position données ne change pas la distribution des contraintes autour de l'excavation, on peut comparer les contraintes normales et de cisaillement le long de ce joint avec les valeurs limites qu'il peut supporter sans glisser. On détermine ainsi une région autour de l'excavation dans laquelle l'influence du joint peut se faire sentir, [27]-p.27.

Le cas des excavations simples situées dans un milieu stratifié horizontalement peut être traité par la théorie des poutres. En effet, quand le toit d'une excavation est composé de bancs horizontaux, les bancs minces les plus proches de l'excavation peuvent se désolidariser et se comporter alors comme des poutres encastées. Si les contraintes dans ces poutres dépassent des valeurs limites, les bancs peuvent se fracturer successivement et donner naissance à des éboulements. Le phénomène peut alors se stabiliser par report des contraintes autour de l'excavation dont la géométrie aura été considérablement modifiée.

En supposant que le toit se comporte comme une poutre encastrée, la contrainte de traction maximale se produit à la surface supérieure du banc, près des extrémités (zone (a), figure 57) et vaut ([28]-p.223) :

$$\sigma_{am} = \frac{\gamma L^2}{2t} - \sigma_h$$

avec

$\sigma_h$  : contrainte horizontale

$L$  : largeur de l'excavation

$t$  : épaisseur du banc

$\gamma$  : poids volumique du banc

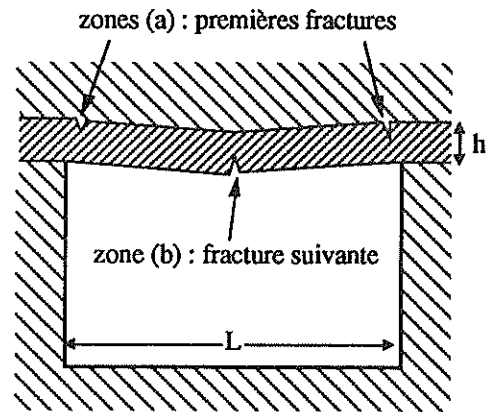


Figure 57 : Emplacement des premières fissures affectant le premier banc, au toit d'une galerie rectangulaire

La contrainte de traction dans la zone (b) (figure 57) vaut quant à elle la moitié de  $\sigma_{amax}$  ([28]-p.223) :

$$\sigma_{bm} = \frac{1}{2} \left( \frac{\gamma L^2}{2t} - \sigma_h \right)$$

Pour les calculs, on pourra supposer que  $\sigma_h = 0$  (c'est une hypothèse conservatrice). Il reste ainsi à comparer les résultats de ces calculs avec les valeurs de résistance à la traction de la roche.

### Excavations multiples.

Entrent dans cette catégorie, les excavations en chambres et piliers ainsi que les excavations adjacentes ou les tunnels parallèles. Dans tous ces cas, une partie de rocher laissée en place joue un rôle de soutènement et, pour cette raison, est soumise à des surcontraintes par rapport à son état primitif. La contrainte en tout point du pilier dépend essentiellement de sa géométrie par rapport à celle de la partie excavée, ainsi que de la répartition de ces piliers dans l'espace.

Pour un calcul élémentaire des contraintes transmises par un pilier, la théorie de l'aire tributaire nous propose une formulation simple. Cette théorie est basée sur le principe selon lequel un pilier partage avec les autres les terrains à soutenir, de façon à ce que chacun en supporte un même volume. Dans le cas général (figure 58), la contrainte moyenne transmise par le pilier s'écrit ainsi :

$$\sigma_p = \frac{\gamma z \times \text{aire de la colonne de terrains à porter}}{\text{aire du pilier}}$$

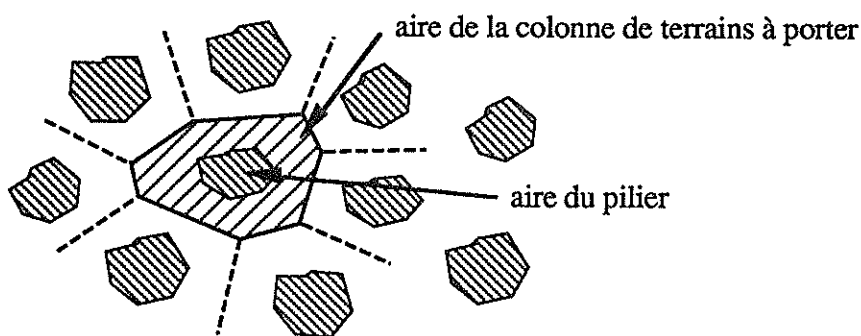


Figure 58 : Schéma illustrant le rôle d'un pilier (vue de dessus)

La figure 59 illustre les calculs de  $\sigma_p$  pour des géométries spécifiques.

<p>piliers carrés</p> $\sigma_p = \gamma z \left( 1 + \frac{L_o}{L_p} \right)^2$	
<p>piliers rectangles</p> $\sigma_p = \gamma z \left( 1 + \frac{L_o}{L_p} \right) \left( 1 + \frac{A_o}{A_p} \right)$	
<p>piliers longs</p> $\sigma_p = \gamma z \left( 1 + \frac{L_o}{L_p} \right)$	

Figure 59 : Schémas et calculs de la contrainte verticale moyenne transmise par un pilier, [27]-p.114

Dans le cas où l'on disposerait de mesures de contraintes au vérin plat par exemple, il faudrait faire un calcul de valeur et direction des contraintes principales dans le pilier avec les moyens exposés au "a." pour les confronter ensuite à un critère de rupture du type Mohr-Coulomb.

#### d. Cas des talus et falaises

Comme nous l'avons évoqué dans la deuxième partie de ce travail, les monuments qui se trouvent à la base, au sommet, sur ou dans un talus ou une falaise sont soumis aux perturbations propres à ce talus ou cette falaise.

On peut classer ces perturbations en quatre catégories ([30]-p.169 à 204) :

- les chutes de blocs, éboulements et écroulements (typiques des falaises rocheuses en surplomb sur des couches de terrains érodables ou mous) ;
- les écoulements lents (écoulements des sols, solifluxion, écoulement des talus d'éboulis, des glaciers rocheux, fauchage des têtes de bancs de roches schisteuses ou stratifiées, fluage de roches plastiques, ...)
- les glissements de terrains (glissements plans, rotationnels, ...)
- les coulées boueuses.

Les calculs manuels possibles pour caractériser la stabilité d'un talus ou d'une falaise ne sont guère nombreux.

Dans le cas des talus, on leur préfère, en première analyse, l'utilisation d'abaques qui fournissent la valeur d'un coefficient de sécurité pour différentes configurations de talus. Néanmoins, on peut noter ici, le calcul suivant, illustré par la figure 60 :

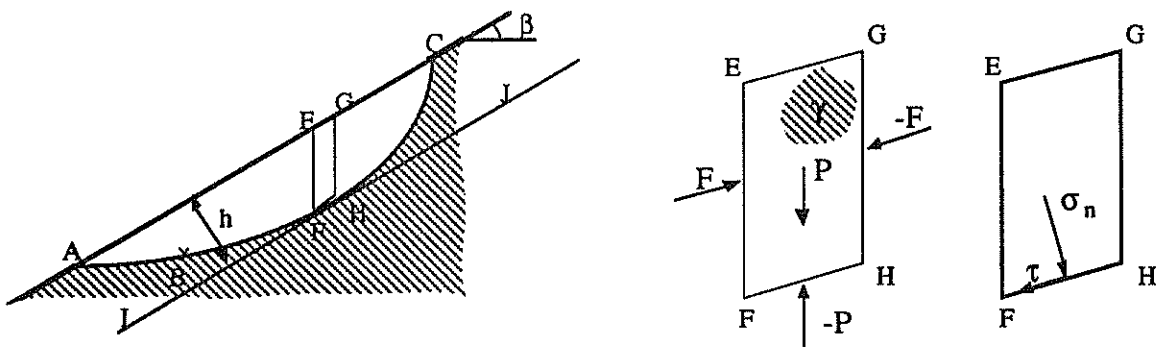


Figure 60 : Principe des méthodes de calcul à la rupture, pour étudier la stabilité des talus.

On considère donc un talus de pente  $\beta$ , infiniment long. Le talus atteint son équilibre limite si une ligne de glissement du type ABC se produit. Considérons la tranche de talus EFGH dont la base FH est centrée au point de tangence de la courbe ABC avec la droite IJ parallèle au talus.

L'analyse de l'équilibre de cette tranche conduit aux équations suivantes (se référer à la figure pour les notations) :

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \gamma h \cos \beta && \text{contrainte normale à la facette FH (due au poids de la tranche)} \\ \tau &= \gamma h \sin \beta && \text{contrainte tangentielle à la facette FH (due au poids de la tranche)}\end{aligned}$$

Si le talus est en équilibre limite, la facette FH est en glissement et le critère de rupture de Coulomb est vérifié :

$$\tau = C + \sigma_n \tan \phi \quad (C : \text{cohésion}, \phi : \text{angle de frottement interne})$$

On aboutit donc à l'équation :

$$\gamma h \sin \beta = C + \gamma h \cos \beta \tan \phi$$

et par suite :

$$h = \frac{C}{\gamma} \times \frac{\cos \phi}{\sin (\beta - \phi)}$$

L'interprétation vient ensuite, selon 3 cas de figures :

- si  $\beta < \phi$  :  $h < 0$ , ce qui est impossible, le talus est donc stable (en théorie) et le coefficient de sécurité vaut, par définition :  $F = (\tan \phi / \tan \beta)$ .
- si  $\beta = \phi$  :  $h$  est infini, le talus est alors en état d'équilibre limite et  $F = (\tan \phi / \tan \beta) = 1$
- si  $\beta > \phi$  : le talus est instable ( $F < 1$ ) et l'équation définissant  $h$  permet d'estimer la profondeur maximale prise par la ligne de glissement.

$$h_{\max} = \frac{C}{\gamma} \times \frac{\cos \phi}{\sin (\beta - \phi)}$$

Un raisonnement analogue pour un talus vertical (ou une falaise) donne les résultats suivants (voir aussi figure 61) :

$$h = \frac{2C}{\gamma} \times \frac{\cos \phi}{\cos \alpha \sin (\alpha - \phi)}$$

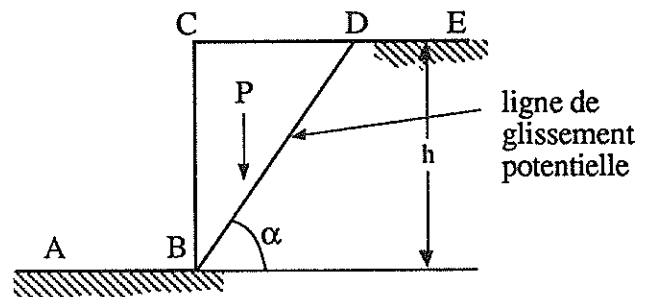


Figure 61 : Schéma de principe pour le calcul de stabilité d'un talus vertical.

La courbe "h" en fonction de "α" montre un minimum "h<sub>c</sub>" pour  $\alpha = (\phi + \pi/2) / 2$

$$h_c = \frac{4C}{\gamma} \times \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

D'où les conditions suivantes :

- si  $h < h_c$  : α n'existe pas, il n'y a donc pas de glissement possible et le coefficient de sécurité vaut :  $F = h_c / h > 1$  ;
- si  $h = h_c$  : le talus est dans un état d'équilibre limite,  $F = 1$  ;
- si  $h > h_c$  : le talus est instable ( $F < 1$ ).

En fait, ces résultats découlent d'hypothèses très simplificatrices, mais ils peuvent permettre d'attirer l'attention sur un type de problème. D'autre part, ces résultats sont à la base de méthodes de calcul plus complexes mises en oeuvre sur ordinateur.

Dans le cas des talus rocheux ou des falaises (les résultats précédents concernaient plutôt les sols ou terrains peu indurés), hormis le calcul de masses rocheuses mobilisées dans un surplomb, l'analyse première de stabilité se basera plutôt sur l'interprétation graphique des diagrammes de Schmidt (ou de Wulff) qui permet de localiser des blocs rocheux sujets à des signes de glissement. On se référera, pour comprendre ce type d'analyse, à un ouvrage de mécanique des roches tels que *Introduction to Rock Mechanics* de Richard E. Goodman.

### 3.2.3 Les calculs numériques - la modélisation

En raison de la complexité géométrique, physique ou géologique des structures, des ouvrages souterrains ou des roches et sols qui les environnent, du fait également des problèmes de résolution mathématique que posent les théories de comportement proposées pour l'étude de ses structures, ouvrages, sols et massifs rocheux, leur état de stabilité ne peut être assez correctement estimé que par la pratique d'outils logiciels devenus courants avec le développement de l'informatique.

En ce qui concerne strictement notre sujet d'études, on dispose actuellement de logiciels qui fonctionnent selon trois méthodes principales :

- les méthodes de calcul à la rupture qui donnent, par le biais d'un coefficient de sécurité F, une idée de l'état d'équilibre d'un massif par rapport à l'équilibre limite caractérisé par  $F=1$  (ex : méthodes de tranches de Bishop, Fellenius, etc ...). L'étude de la stabilité des talus se trouve facilitée par l'utilisation des logiciels qui relèvent de ces méthodes. Mais celles-ci ne prennent pas en compte la loi de comportement des sols où sont localisés ces talus (loi qui relie les contraintes aux déformations) mais fournissent néanmoins des résultats très intéressants dans leur domaine d'application.

- les méthodes de modélisation des milieux continus parmi lesquelles on trouve essentiellement la méthode des éléments finis. Ces méthodes permettent de simuler le comportement d'un milieu continu (ou pseudo-continu) soumis à des sollicitations externes



connues et/ou à l'action de la gravité. Par leur principe, elles utilisent des modèles rhéologiques (élasticité, plasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, ...) qui relient les contraintes aux déformations, ce qui fait leur intérêt. Elles permettent notamment d'étudier le comportement des structures (utile en génie civil), les phénomènes d'interaction entre les terrains et les structures ainsi que les déformations et contraintes induites par les excavations, cela, quelle que soit (en principe) la complexité géométrique du milieu étudié. L'étude des talus en sols meubles ou peu indurés s'avère néanmoins malaisée par ces méthodes. Enfin, elles nécessitent la calage des modèles réalisés avec des mesures in situ pour les valider, ce qui n'est pas toujours possible, surtout sur les monuments historiques.

- les méthodes de modélisation des milieux discontinus. Elles sont plus récentes et permettent essentiellement l'étude du comportement des massifs rocheux fracturés. Leur utilisation dans le cadre des monuments historiques peut s'avérer utile dans le cas de cavités souterraines en milieu rocheux fracturés (tombes, grottes ornées, ...) ou des falaises rocheuses fracturées. Elles fonctionnent selon le principe d'un assemblage de blocs qui se meuvent ou se stabilisent par l'action des forces de contact exercées entre eux, auxquelles on ajoute éventuellement le poids et des sollicitations externes ; les déplacements de ces blocs sont régis par des lois de comportement qui les relient aux forces en jeu.

Le champ d'application des méthodes de calcul à la rupture étant limité, ici, à la seule étude de la stabilité des pentes, nous n'évoquerons dans la suite que les méthodes par éléments finis ou par éléments distincts.

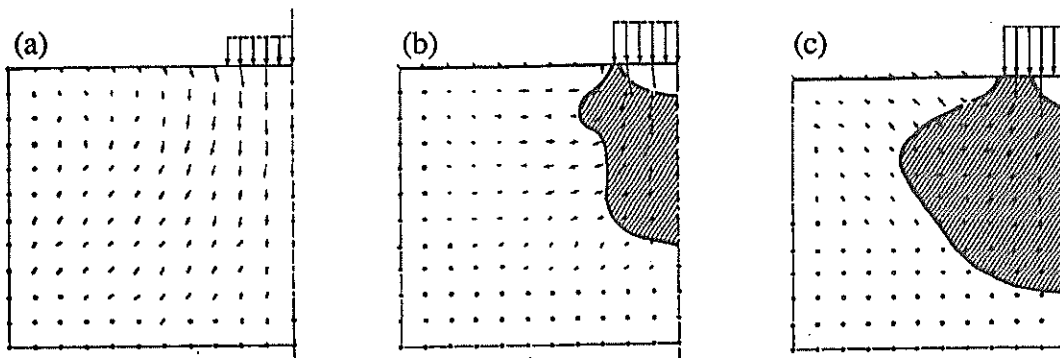
L'emploi des méthodes de modélisation que nous venons de décrire succinctement, s'avère fournir de riches renseignements susceptibles de caractériser l'état de stabilité d'un édifice, d'un ouvrage souterrain ou d'un site. Si leur mise en oeuvre peut être assez longue et nécessiter en général un spécialiste, on tirera souvent un bénéfice en faisant appel à ces outils.

L'intérêt de ces méthodes de modélisation pour caractériser l'état de stabilité réside dans la possibilité de visualiser sur ordinateur leur comportement global et local de façon réaliste (ou supposée telle). Dans une méthode par éléments finis, on localisera ainsi aisément les zones soumises à de fortes contraintes, les zones soumises à des fortes déformations, éventuellement les zones en rupture. Dans une méthode par éléments distincts, on visualisera plutôt le comportement d'une structure après rupture pour déterminer si elle se stabilise ou si elle évolue vers la ruine. Evidemment, ces modèles restent théoriques et découlent de nombreuses simplifications, c'est pourquoi ils ne sont vraiment utiles que pour comprendre les phénomènes qui sont à l'origine du comportement des milieux ainsi étudiés. On pourra ainsi être convaincu que l'instabilité de telle ou telle structure est liée à son dimensionnement inadéquat, à la faible résistance de certains de ces éléments ou à des sollicitations externes dont les effets seraient difficilement prévisibles par d'autres moyens (forces du vent, secousses sismiques, vibrations, ...).

Les exemples qui suivent montrent les résultats auxquels on peut aboutir par ces méthodes, dans le domaine qui nous intéresse ici.

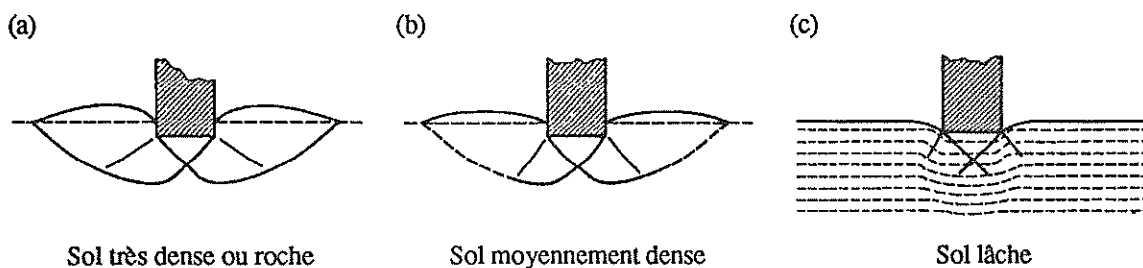
*a. Comportement des sols de fondations.*

La figure 62 illustre les phases successives de réaction d'un milieu élastoplastique, sous une charge dont l'intensité est croissante (construction d'un mur de fondation par exemple). La première phase est une phase élastique pendant laquelle le mouvement du sol est descendant (figure 62 a)), cette phase se termine par l'apparition locale de déformations plastiques, là où le milieu est le plus sollicité. Puis cette phase se développe jusqu'à ce que la zone plastique ne soit plus contenue en quelques points mais couvre toute une partie des terrains (figure 63 b)). Le mouvement du sol, à tendance horizontale, traduit l'épanouissement de la zone plastique. Enfin, alors que la charge s'accroît encore un peu, la zone plastique atteint sa taille maximum et le milieu proche du poinçon a tendance à se soulever, on atteint ainsi la charge de ruine de la fondation, [29]-p.223.



*Figure 62 : Phases successives de réaction d'un milieu élastoplastique sous l'action d'une charge verticale croissante, [29]-p.223.*

Cette analyse correspond au comportement d'un sol moyennement dense sous l'effet d'une charge superficielle que peut être une fondation. Pour un sol très dense ou une roche, la rupture est très franche et se matérialise par un cratère net dans le sol. Pour un sol moyennement dense, la rupture est plus progressive et produit ou non un cratère. Enfin, pour un sol lâche, il n'y a pas de rupture mais un enfoncement illimité de la fondation sans soulèvement latéral, figure 63, [29]-p.222 et 224.



*Figure 63 : Comportement d'un milieu élastoplastique sous charge, en fonction de sa compacité, [29]-p.224*

*b. Comportement des ouvrages souterrains en milieu rocheux fracturé.*

On citera ici un extrait d'une étude menée sur la tombe des babouins à Saqqarah, en Egypte ([21] et [31]).

La tombe des babouins, qui appartient au riche patrimoine culturel de l'Egypte, a été excavée sous forme d'un réseau de galeries à deux niveaux (superposés localement) (figure 42-p.57), dans des marnes et des calcaires fracturés. Or, elle présente, depuis sa découverte en 1965, des signes d'instabilité aggravants puisque des chutes de blocs assez volumineux s'y sont même produites. Pour étudier le comportement de cette tombe, il a été fait appel à des outils de modélisation par éléments finis et par éléments distincts.

L'utilisation de la méthode des éléments finis a permis de constater que le comportement instable de la tombe ne pouvait pas être expliqué par la charge des terrains sus-jacents, cette tombe étant d'ailleurs située à faible profondeur. Les figures 64 et 65 donnent la répartition simplifiée des contraintes principales maximales (figure 64) et minimales (figure 65) dans le cas d'une galerie tel que cela se présente dans la tombe.

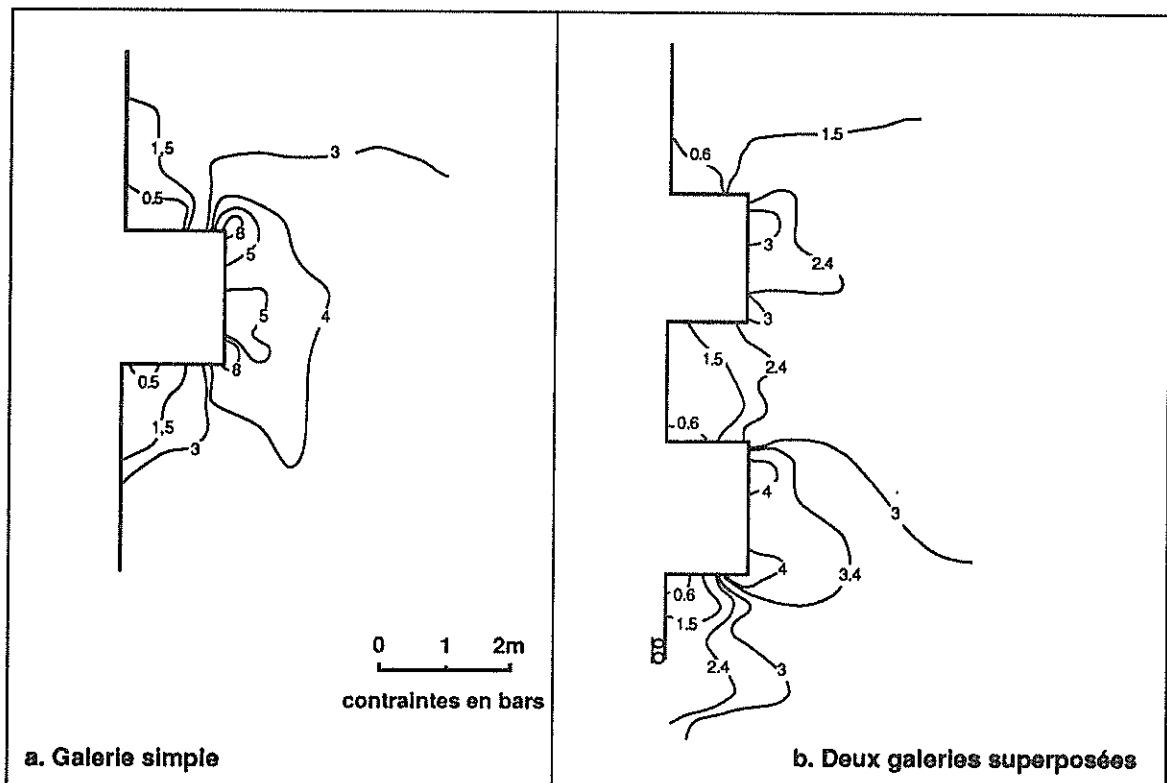


Figure 64 : Distribution des contraintes principales majeures (modèle élastique) autour de la tombe des Babouins, Saqqarah, Egypte, [31] et [21].

Le milieu étant fracturé naturellement et le toit des galeries étant ainsi découpé en blocs, l'utilisation d'un code de calcul par éléments distincts s'est avérée plus adaptée à l'étude des mécanismes d'instabilité. De l'analyse des modèles ainsi réalisés, on a pu mettre en évidence l'influence des caractéristiques de joints. En effet, comme le montre la figure 66, au delà d'une certaine réduction des caractéristiques de joints (qui pourrait être due à leur altération), l'assemblage de blocs, tel qu'on le rencontre dans la tombe des Babouins, peut se déstabiliser et conduire à la chute de ceux-ci (vue de droite sur la figure 66). Evidemment, cette analyse repose

sur des hypothèses, notamment en ce qui concerne les propriétés des joints qui n'ont pu être mesurés en laboratoire, mais elle permet de souligner le rôle primordial tenu par ces propriétés et l'attention que l'on doit leur porter pour des dispositions de surveillance, de soutènement ou d'études approfondies.

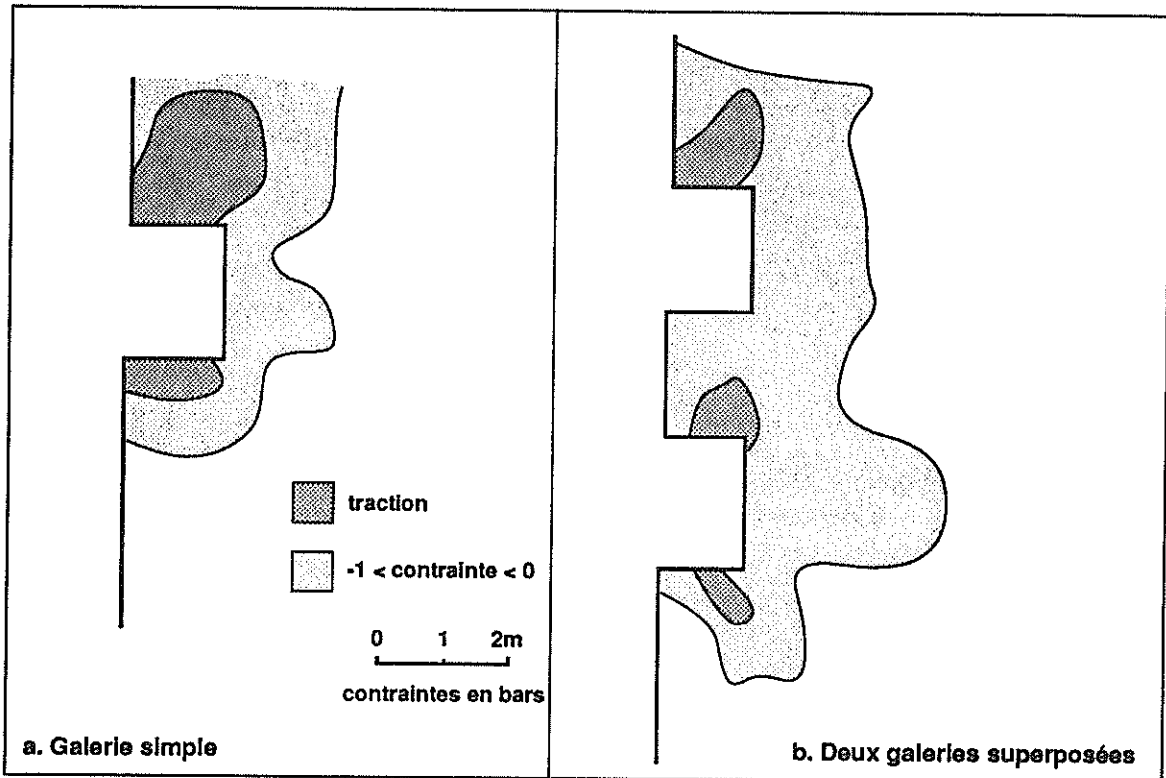


Figure 65 : Distribution des contraintes principales mineures autour de la tombe des babouins (modèle élastique), Saqqarah, Egypte, [21] et [31].

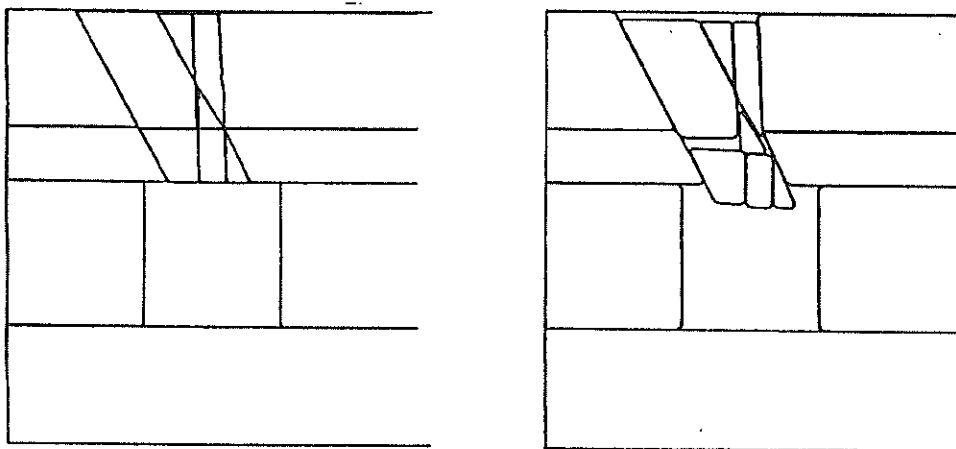


Figure 66 : Tombe des Babouins vue par la modélisation par éléments distincts, la vue de droite montre un déplacement des blocs après que les caractéristiques de joints aient été diminuées, [31].

*c. Comportement des falaises fracturées et sous-minées.*

L'exemple présenté maintenant provient d'une étude menée conjointement par le CERCHAR<sup>1</sup> et le Laboratoire de Géomécanique de l'Ecole de Géologie de Nancy. Cette étude a porté sur la stabilité des falaises sous-minées par des habitations troglodytiques et des carrières qui bordent la vallée de la Loire dans la région de Saumur.

Les falaises étudiées ont une hauteur de 10 à 30 mètres et montrent deux types d'instabilité :

- des écroulements de pans entiers de falaise de fort cubage ;
- des effondrements liés aux exploitations souterraines.

Ces mouvements de terrains, dus à la fracturation et à la présence d'excavations, sont par ailleurs liés à des précipitations exceptionnelles, des périodes de gel et des modifications d'activités humaines portant leurs effets sur l'environnement du site (végétation malade, travaux pour la viticulture, ...).

La reconnaissance géométrique des lieux et la mesure des propriétés des roches et des joints effectuée en laboratoire ont permis de mener des calculs de modélisation par éléments distincts. L'histoire du massif rocheux a pu ainsi être reconstituée jusqu'à ce que des instabilités locales, au toit des excavations, se produisent (figure 67 et 68).

L'observation des désordres effectivement rencontrés et des mesures de contraintes réalisées in situ a conduit à valider le mécanisme d'instabilité proposé par la simulation informatique et à retenir ainsi le rôle essentiel joué par l'altération des joints, la déformabilité des matériaux et la décompression des terrains résultant du creusement des galeries. D'autre part, ainsi validés, ces simulations peuvent être poursuivies (dans le temps) pour tenter de prévoir l'évolution future des instabilités et répondre ainsi à un autre de nos soucis : quel est l'évolution possible ou probable du monument ou du site ?

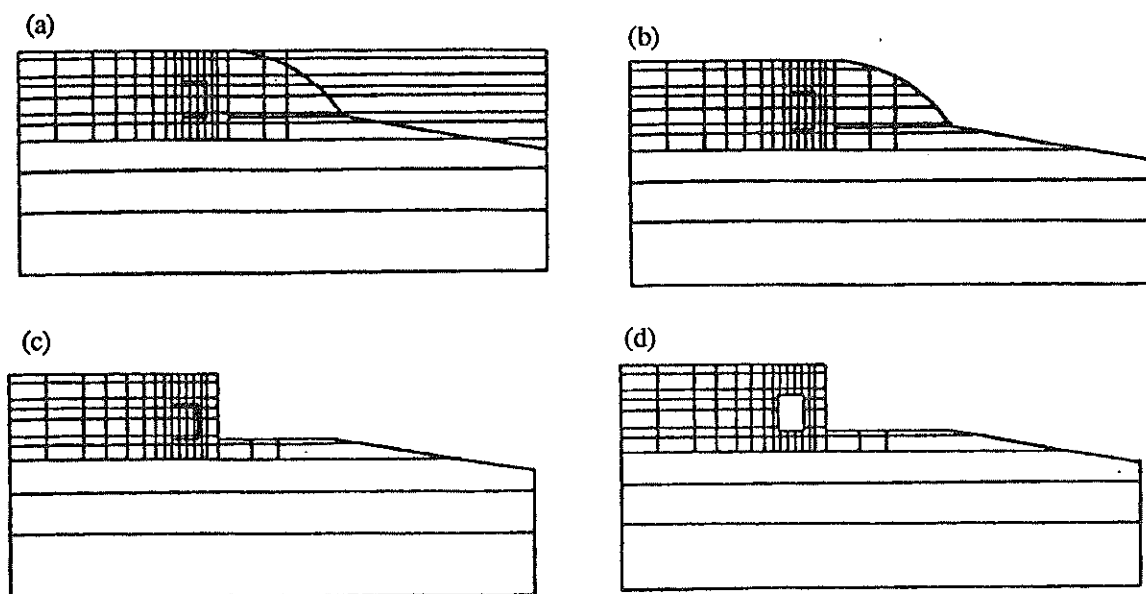


Figure 67 : Reconstitution de l'histoire géologique des falaises sous-minées dans la région de Saumur. (a) : état initial ; (b) : creusement de la vallée ; (c) : dégagement de la falaise ; (d) : excavation de la galerie, [32].

<sup>1</sup> Centre d'Etudes et de Recherches de Charbonnage de France, Verneuil en Halatte, France

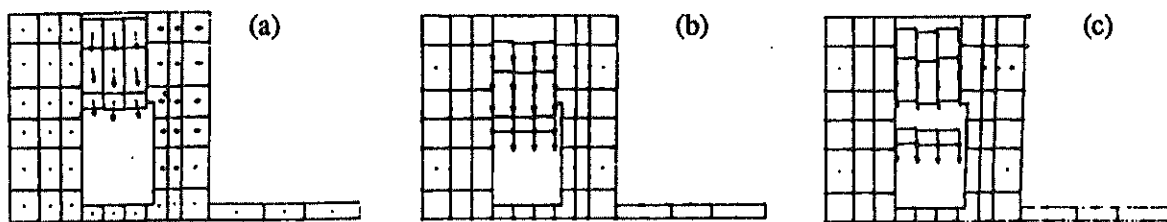


Figure 68 : Différents types d'instabilités selon les caractéristiques données aux joints (zoom sur la falaise), [32].

### 3.3 L'évolution possible

L'élaboration du diagnostic de stabilité d'un site ou d'un monument historique ne peut pas être terminée au stade des calculs analytiques ou numériques. En effet, l'état de conservation et l'état de stabilité tels que nous en avons décrits succinctement les moyens de caractérisation ne fournissent qu'un bilan provisoire, souvent hypothétique des conditions de conservation et de stabilité dans lesquelles se trouvent, à un moment donné, une structure, un ouvrage souterrain ou un site historique. Pour pallier les déficiences des observations et des calculs, pour les confirmer ou les affiner, pour éviter les incertitudes de diagnostic, prévoir le comportement futur du monument ou du site et se prémunir contre des risques hypothétiques, il faut avoir recours à des méthodes et techniques de surveillance.

Dans notre cas, la surveillance des monuments et des sites historiques est d'autant plus importante que l'on tient à assurer leur pérennité pour une période très longue, ce qui rend les méthodes de calculs de stabilité décrits auparavant, inaptes à rendre compte de leur comportement à long terme.

#### 3.3.1 Nature et but de la surveillance.

La surveillance d'un monument ou d'un site historique peut être faite visuellement ou à l'aide d'instruments.

La surveillance visuelle consiste à visiter le site ou le monument à intervalles réguliers et à faire, à chaque fois, un nouveau bilan de l'état de conservation, voire, par suite, de l'état de stabilité, de la façon décrite auparavant. C'est une méthode peu sûre car elle repose sur des observations qualitatives et subjectives, souvent superficielles (fissuration, éboulements). Néanmoins, cette méthode a l'avantage d'être économique et suffisante quand la pérennité de l'ouvrage semble être assurée pour une longue période. Si cette surveillance est effectuée de façon méthodique, une aggravation de l'état du monument ou du site peut être détectée et une surveillance plus sophistiquée peut alors être envisagée.

La surveillance instrumentale consiste à placer sur ou dans le monument ou le site, un certain nombre de repères ou d'appareils judicieusement choisis de façon à pouvoir suivre, continuellement ou régulièrement, de manière quantitative, le comportement du dit site ou monument. Ce type de surveillance peut être nécessaire quand le comportement de l'ouvrage est visiblement en cours d'évolution, quand les causes d'instabilité potentielle n'ont pu être déterminées par les calculs et les observations visuelles, quand des modifications environnementales sont susceptibles d'apparaître (travaux proches, niveau de nappe d'eau variable, ...). Il est aussi requis pour des raisons d'accès dangereux ou impossible au site ou au monument (surveillance des falaises sous-minées d'accès difficile, des cathédrales dont l'accès aux niveaux supérieurs peut être malaisé et dangereux, ...).

La surveillance d'un monument ou d'un site historique peut être menée avec quatre objectifs principaux (d'après Brady & Brown, [33]-p.459) :

- enregistrer les valeurs et variations de paramètres "environnementaux" utiles pour la reconnaissance d'un site (niveau des pluies, température, humidité, niveau d'une nappe d'eau, niveau du sol, évènements sismiques, ...)
- contrôler l'état de stabilité en prévenant le développement excessif de déformations du sol ou d'une structure, de pressions d'eau dans le sol, de surcharge dans les éléments structuraux d'un édifice, de l'ouverture de fissures, etc ;
- vérifier la validité des hypothèses de comportement, des mesures des propriétés des pierres, des roches et des sols, des modèles mécanistes réalisés sur ordinateur, etc ;
- contrôler l'adéquation des mesures de restauration, de protection, de renforcement ou de soutènement qui pourraient avoir été mises en place sur et autour du monument ou du site historique.

D'une manière générale, la surveillance du comportement d'un monument ou d'un site historique passe par la mesure des paramètres suivants (d'après Brady & Brown, [33]-p.459) :

- mouvements tangentiels ou perpendiculaires d'une fracture ou d'un joint ;
- déplacements relatifs ou convergence de 2 points appartenant à l'édifice ou à l'ouvrage historique ;
- déplacements se produisant à l'intérieur du sol ou d'un massif rocheux environnant le monument ou constituant le site historique ;
- déplacements de la surface du sol (affaissement, subsidence) ;
- variations d'inclinaison le long d'un trou de sondage ;
- niveaux d'eau souterraine, pressions et débits (ainsi que leurs variations) ;
- variations de contrainte normale en un point du sol ou du massif environnant ;
- variations de charge dans des éléments structuraux (arches, cables, poutres, ...)
- émissions sismiques et microsismiques ;
- vitesses de propagation d'onde.

### 3.3.2 Techniques instrumentales de surveillance

En règle générale, un système de surveillance est constitué de trois composants :

- un capteur ou un témoin attaché à la variable à mesurer ;
- un système de transmission des mesures pour permettre leur lecture ;
- un système de lecture, d'enregistrement et/ou d'interprétation des mesures.

D'autre part, trois exigences techniques sont à respecter ([34]) :

- la précision des mesures est impérative, compte tenu de l'ancienneté généralement très grande des monuments et des sites à ausculter, qui se traduit par une vitesse de déformation souvent très faible (quelques centièmes de millimètres par an) ;



- la prise en compte des effets thermiques ou saisonniers constitue un corollaire de l'impératif précédent. Les appareils peuvent être sensibles à des variations de température et d'humidité et des appareils témoins peuvent être requis pour quantifier ces influences ;
- la fiabilité mécanique du matériel sur de longues périodes est indispensable, notamment s'il doit fonctionner dans un milieu agressif (atmosphère saturée, ruissellements d'eaux, vandalisme, ...).

Le mode de fonctionnement ou de mise en oeuvre d'un système de surveillance repose généralement sur l'une des quatre techniques suivantes ([33]-p.461 à 464) :

- les **techniques mécaniques** constituent souvent les plus simples, les plus économiques et les plus efficaces méthodes de détection, de transmission et de lecture. Les capteurs mécaniques de déplacement utilisent un fil (invar), une bande ou une barre d'acier fixé en un point et lié à un système de mesure fixé en un autre point. C'est le principe des mesures de convergence illustré par la figure 69, des fissuromètres mécaniques ou encore des pendules.

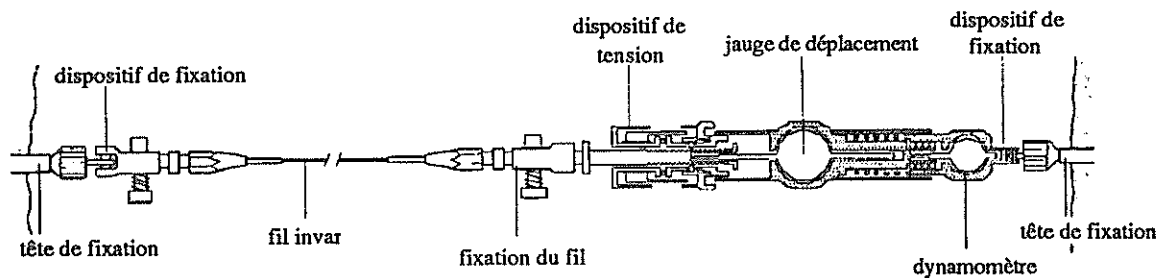


Figure 69 : Le distomètre ISET.H, un système mécanique très précis de mesure de convergence, [33]-p.464

- les **techniques optiques** sont utilisées dans les méthodes de surveillance de type microgéodésique ou photogrammétrique visant à déterminer des profils d'excavation, à mesurer les mouvements d'un édifice, d'un site ou à évaluer les affaissements de surface. Parmi ces techniques, on peut citer l'emploi du théodolite associé à des cibles (plutôt adapté à la surveillance des sites), du telluromètre qui mesure le temps de parcours d'une onde pour aller d'un point émetteur à un point récepteur, tous deux solidaires de l'édifice, de l'ouvrage ou du site à étudier ([35]), du géodimètre constitué d'un point émetteur-récepteur et d'un point réflecteur dont on cherche à mesurer l'écartement, au moyen d'une source de lumière monochromatique (laser). La précision du géodimètre est supérieure à celle du telluromètre, elle est de l'ordre de 1 à 2 cm pour des distances variant entre quelques centaines de mètres et une quinzaine de kilomètres ([35]).

- les **techniques hydrauliques ou pneumatiques** sont utilisées pour mesurer des pressions d'eau, des charges transmises à un soutènement ou à des cables, des composantes normales de contrainte et des tassements. Dans tous ces cas, le mode opératoire consiste à mesurer la pression d'un fluide qui s'exerce à l'intérieur d'un diaphragme métallique, plastique ou en caoutchouc, installé dans le milieu à étudier. Le fluide est injecté dans la cellule jusqu'à ce que la pression soit suffisante pour contrebalancer la pression à mesurer. C'est le principe du vérin plat dont le fonctionnement a été décrit par la figure 45-p.59.

- les **techniques électriques** sont probablement les plus utilisées actuellement car elles permettent notamment l'enregistrement facile des données. On en trouve trois types principaux :

- les *jauges de déformations* électriques fonctionnent sur le principe selon lequel la résistance électrique d'un fil change avec sa déformation. Les jauges de déformation électriques sont alors installées de façon à être solidaires de la roche, l'acier ou la pierre dont on cherche à mesurer la déformation. Néanmoins, ce type de jauge présente des inconvénients dans la mesure où il est difficile d'assurer un bon contact entre la jauge et le matériau à étudier, les déformations ne peuvent être mesurées que sur des longueurs faibles et où les effets de la température ne se font pas sentir ;

- les *capteurs à corde vibrante*, probablement les plus utilisés et utilisables dans l'étude des déformations des édifices et des cavités souterraines, fonctionnent selon le fait que la fréquence de vibration d'un fil tendu dépend de la contrainte de tension du fil. Ainsi, ces capteurs relient généralement deux points dont on cherche à mesurer la variation d'écartement, et un système électromagnétique fait vibrer le fil tendu entre ces deux points. On mesure alors la fréquence de vibration du fil. De nombreux appareils fonctionnent selon ce schéma comme des piézomètres, des cellules de pression du sol, des cellules de mesure de charge, des fissuromètres, des extensomètres, etc ... Ce type de capteurs a été utilisé notamment pour contrôler la déformation de la pyramide du Louvre ;

- les *instruments à courant induit (self-inductance)* mesurent le déplacement relatif d'un solénoïde lié à un point dans un autre solénoïde relié à un autre point. Ce déplacement provoque un changement de fréquence du courant induit par ces deux solénoïdes coaxiaux. Certains extensomètres et inclinomètres fonctionnent selon ce principe. Ces appareils peuvent effectuer des mesures multipoints (voir figure 70) sur des distances allant au delà de 30 mètres avec une précision de l'ordre de 0,01 mm. En principe, l'un des solénoïde est attaché au massif dont on mesure la déformation et l'autre à un autre point du massif ou à un point de surface (ou de référence) par l'intermédiaire d'une canne à laquelle il est fixé. Le déplacement relatif de ces deux points est alors mesurable (figure 70).

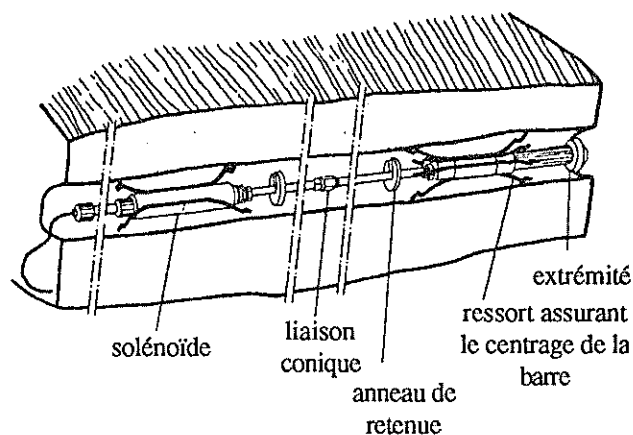


Figure 70 : Extensomètre multipoints fonctionnant selon le principe du courant induit (self-inductance), [33]-p.466 (d'après Londe 1982).

Dans le domaine des monuments et des sites historiques, les techniques précédemment décrites sont plus ou moins applicables pour le contrôle des structures, des sols de fondations et des mouvements du sol ou du massif rocheux environnant le monument ou constituant le site historique lui-même.

### 3.3.3 Surveillance des structures

Sans entrer dans les détails, on peut citer l'utilisation

- des repères protégés et fixés sur les murs entre lesquels on cherche à faire des mesures d'écartement avec fil invar, que l'on peut viser avec un appareil optique tel que le théodolite ou que l'on peut localiser sur des vues photogrammétriques<sup>1</sup> de façon à mesurer leur écartement à chaque relevé.
- des pendules directs ou inversés pour mesurer l'inclinaison d'une structure (figure 71). Les pendules peuvent être très précis (0,5 mm), ils sont utilisables à long terme et leur lecture peut-être automatisée, [36]-p.279.

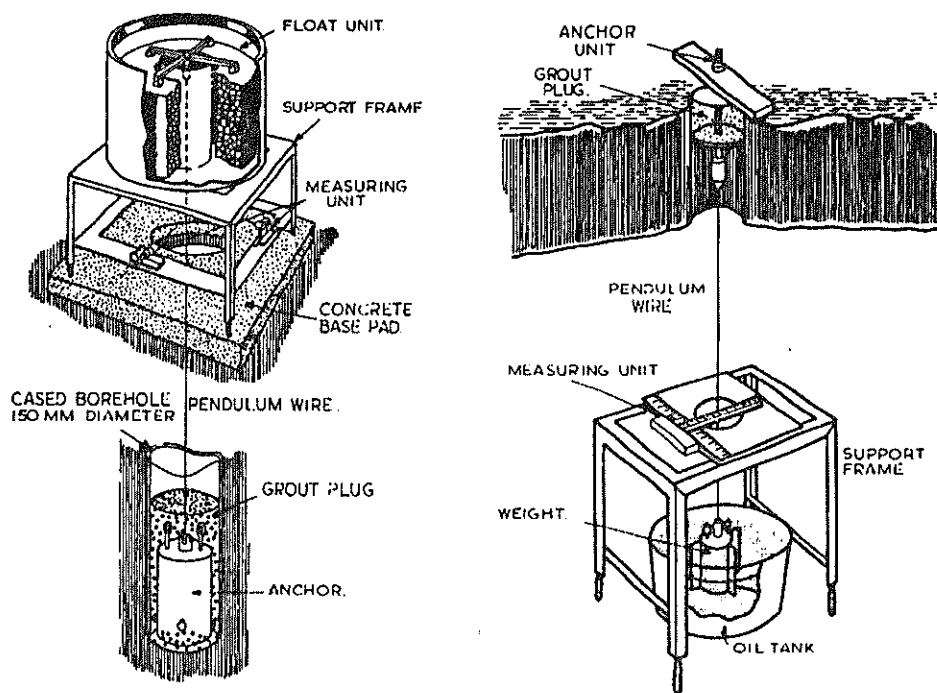


Figure 71 : Pendule inversé (à gauche) et pendule direct (à droite) de "Soil Instruments Ltd.", [36]-p.278

- des extensomètres de surface reliant des points fixés à la structure. Ils permettent de mesurer le déplacement relatif de ces points, la déformation d'une structure (ex : Pyramide du Louvre).

<sup>1</sup> l'utilisation de la photogrammétrie, relativement chère et longue, est plutôt destinée, actuellement, à la constitution de plans précis pour les architectes ainsi que pour alimenter les archives nationales.

- des micromètres, des extensomètres ou inclinomètres portables pour mesurer le mouvement de deux blocs d'une structure de part et d'autre d'une fissure (figure 72 et 73).

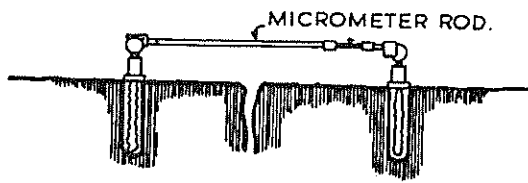


Figure 72 : Micromètre portatif (existe aussi en version extensométrique), [36]-p.302

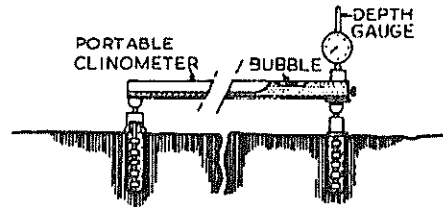


Figure 73 : Clinomètre portatif, [36]-p.303

- des systèmes vernier placés entre des fissures pour mesurer manuellement leur écartement (figure 74)

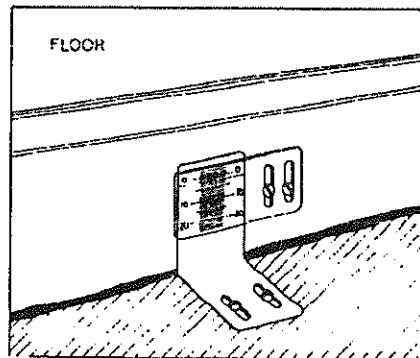
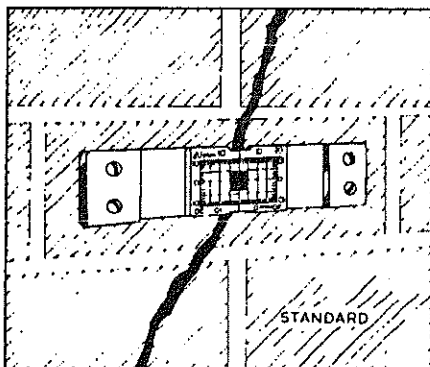
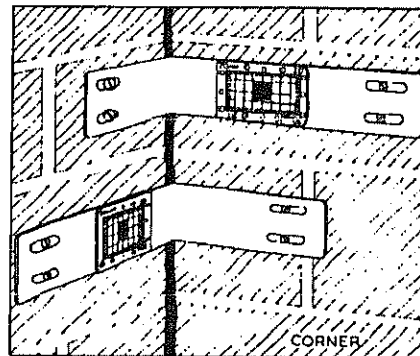
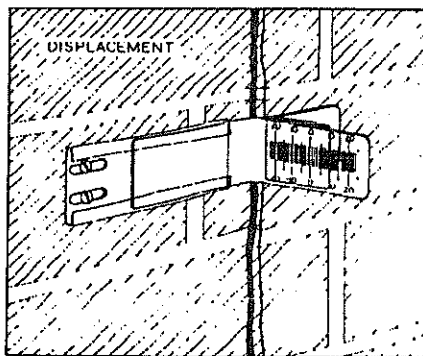


Figure 74 : Systèmes de mesure d'ecartement de type "Vernier", [36]-p.311

### 3.3.4 Surveillance des sols de fondation.

La surveillance des sols de fondations consiste essentiellement à mesurer leur enfoncement, leur affaissement ou leur élévation. Pour ce faire, on a recours à quelques instruments dont :

- des repères de nivellements constitués d'une tête ancrée dans le sol ou à la base d'un édifice et dont on mesure les déplacements verticaux relatifs par des moyens optiques (figures 75 et 76) ;

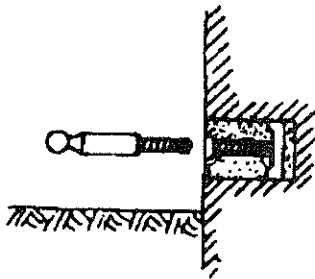


Figure 75 : Repère de nivellement pour des mesures d' enfoncement de fondations, [36]-p.264

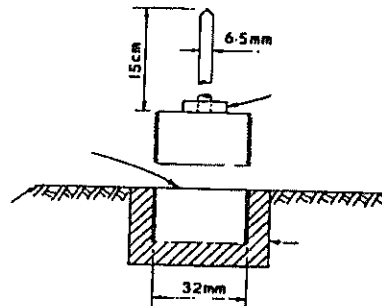


Figure 76 : Repère de nivellement utilisé pour le contrôle des routes ou des surfaces pavées, [36]-p.266.

- des repères de nivellement ancrés assez profondément dans un sous-sol supposé immobile et mesurant le déplacement vertical relatif entre la surface et le sous-sol "immobile", ou la déformation verticale du substratum dur (figure 77), indépendamment de la surface.

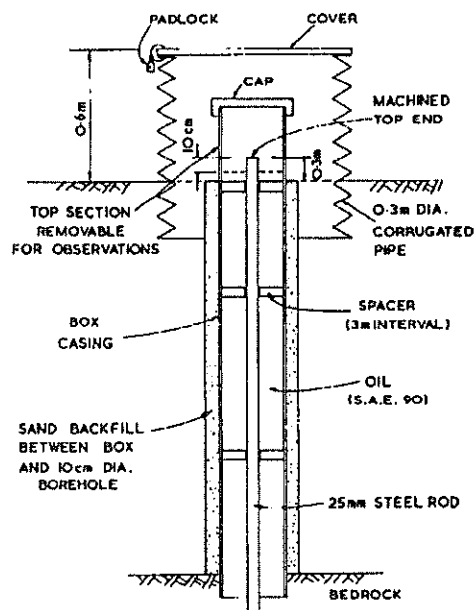


Figure 77 : Appareil mesurant le nivellement d' un substratum dur (bedrock), [36]-p.269

- des systèmes de nivellements hydrauliques basés sur le principe des vases communicants et mesurant le déplacement vertical relatif entre des points de la surface du sol.
- des extensomètres multipoints implantés plus ou moins profondément dans le sol et avec lesquels on mesure les déplacements verticaux relatifs de plusieurs points situés sur une même verticale, figure 78.

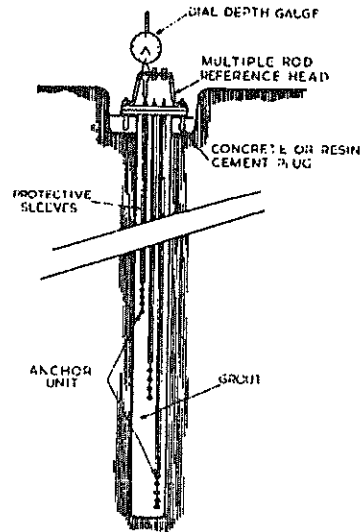


Figure 78 : Extensomètre multipoints, [36]-p.306

- des systèmes de nivellement électriques basés sur le principe du niveau à bulle du maçon, la bulle baignant dans un électrolyte, figure 79.

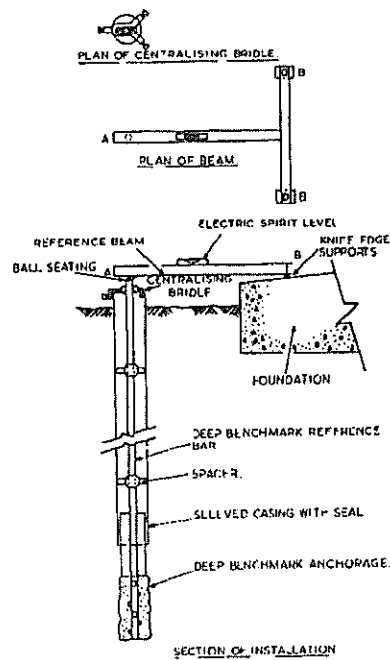
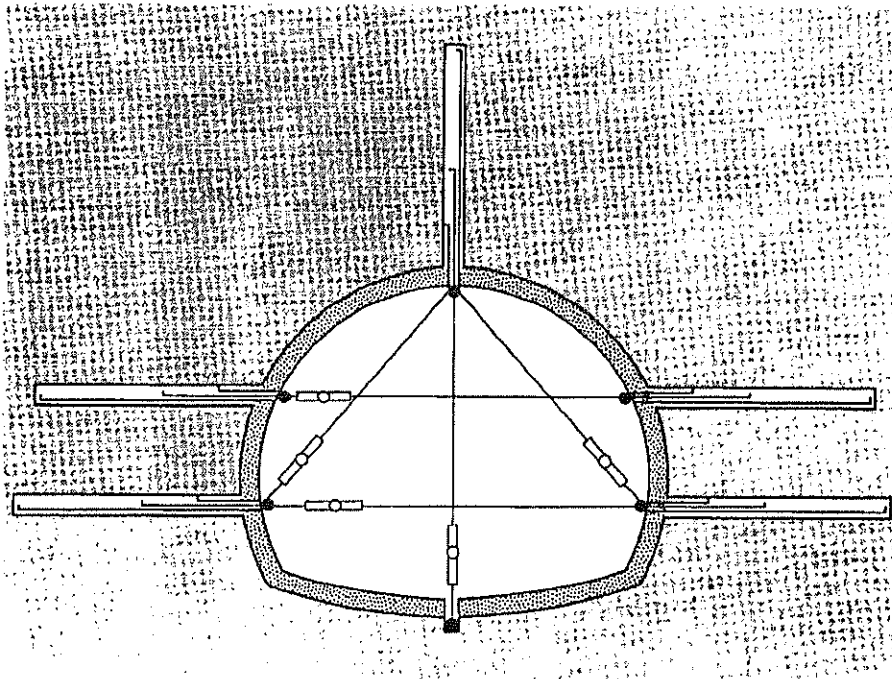


Figure 79 : Système de mesure d'enfoncement d'une fondation, [36]-p.317 (Sherwood & Currey, 1974).

### 3.3.5 Surveillance des sols et massif rocheux environnants.

Autour des excavations souterraines, on retiendra, hormis les fissuromètres et convergencemètres destinés à mesurer des déplacements relatifs entre deux points de la surface de l'excavation ou deux points de part et d'autre d'une fissure, l'utilisation des extensomètres multipoints pour mesurer la déformation du massif rocheux sur une grande distance autour de l'excavation et dans toutes les directions, figure 80.



*Figure 80 : Installation d'extensomètres multipoints avec mesure de convergence entre les têtes de ces extensomètres, [33]-p.465.*

On pourra utiliser aussi des cellules pressiométriques pour calculer les contraintes in-situ, ou les pressions exercées sur les parois ou sur les structures qui soutiennent l'excavation.

En ce qui concerne la surveillance des pentes et talus, les méthodes géodésiques sont les plus courantes et sont satisfaisantes pour détecter des mouvements de terrains de l'ordre de 5 mm par an : sur la surface d'un talus, un réseau de points de mesure est installé (cibles optiques) (figure 81), on mesure alors, à intervalles réguliers, le déplacement de ces points à partir de points de référence présumés stables et installés sur les abords du talus. Le géodimètre peut être un appareil efficace pour ce genre de surveillance selon la disposition du réseau. Les méthodes optiques par triangulation peuvent par contre être laborieuses et coûteuses.

Comme le montre la figure 82, d'autres méthodes de contrôle peuvent être ajoutées à la surveillance géodésique dont l'emploi d'extensomètres, de sondages test pour indiquer une surface de rupture par cisaillement potentielle, ainsi que des inclinomètres, des piézomètres et des stations de nivellement.

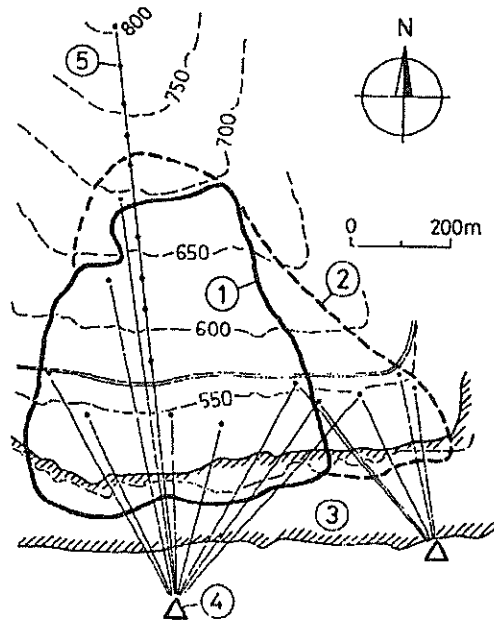


Figure 81 : Schéma de contrôle géodésique du glissement de terrain de "Recice", [37]-p.159.

- 1) limite de l'ancien glissement de terrain ;
- 2) délimitation de la zone de glissement potentielle ;
- 3) réservoir de "Sance" sur la rivière "Ostravice" ;
- 4) repères sur le talus stable
- 5) points de contrôle

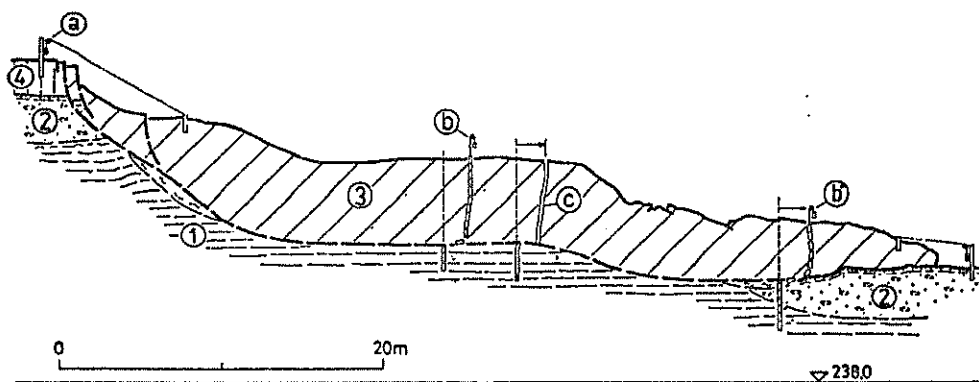


Figure 82 : Section du glissement de terrain près de "Nechranice", [37]-p.160

- 1) argiles fissurées du Miocène
- 2) gravier sableux
- 3) masse en mouvement
- 4) sol de fabrication humaine
- a) extensomètre à fil
- b) sondage test avec indicateur de plan de cisaillement
- c) trou de sondage avec instrument de mesure de pression interstitielle



### 3.3.6 Interprétation des mesures

Dans le cas des monuments et des sites historiques, après l'installation des instruments de surveillance, une interprétation satisfaisante des mesures consiste à pouvoir détecter, rapidement et sans ambiguïtés, toute évolution alarmante du comportement du monument ou du site. Les techniques d'interprétation sur lesquelles sont basées les méthodes de surveillance peuvent être classées en deux catégories [38] :

- les techniques liées à une surveillance déjà longue et ancienne dont la méthode du seuil et la méthode de la vitesse. La méthode du seuil consiste à déterminer une valeur de déformation (en général) à partir de laquelle le danger de rupture ou d'instabilité devient très probable à court terme. Malheureusement, en ce qui concerne les monuments et les sites historiques, nous ne connaissons généralement pas suffisamment leur passé pour estimer l'importance des déformations déjà accumulées et pouvoir en déduire une valeur limite. La méthode de la vitesse consiste, quant à elle, à relier la valeur moyenne de la vitesse de déformation à la probabilité d'évolution. Mais, dans ce cas encore, la vitesse moyenne de déformation ne peut être calculée qu'après plusieurs années de mesures, notamment pour éviter les fluctuations saisonnières ;

- les techniques d'analyse en continu, dont principalement la méthode du gradient. En effet, la méthode du gradient permet de détecter, dès que possible, une accélération des mouvements, ce qui est considéré, en général, comme un signe précurseur de dommages importants. Cette méthode est basée sur l'analyse en temps réel des mesures collectées et elle est adaptée à une surveillance automatique. Pour cette méthode, deux type d'analyses existent :

- la première consiste à ajuster linéairement les mesures en fonction du temps pendant une période donnée et à comparer la pente de cet ajustement avec la pente moyenne obtenue pour une période de temps précédente et dite de référence. Ainsi, quand un point est placé loin de l'ajustement linéaire des points précédents, une alarme peut être déclenchée, figure 83.

- la deuxième analyse consiste à rechercher un ajustement parabolique des points déjà obtenus plutôt qu'un ajustement linéaire :  $y = f(t) = at^2 + bt + c$ . Ainsi, quand la valeur calculée de 'a' (relative à une accélération) est supérieure à un seuil  $a_0$ , l'alarme est donnée, figure 84.

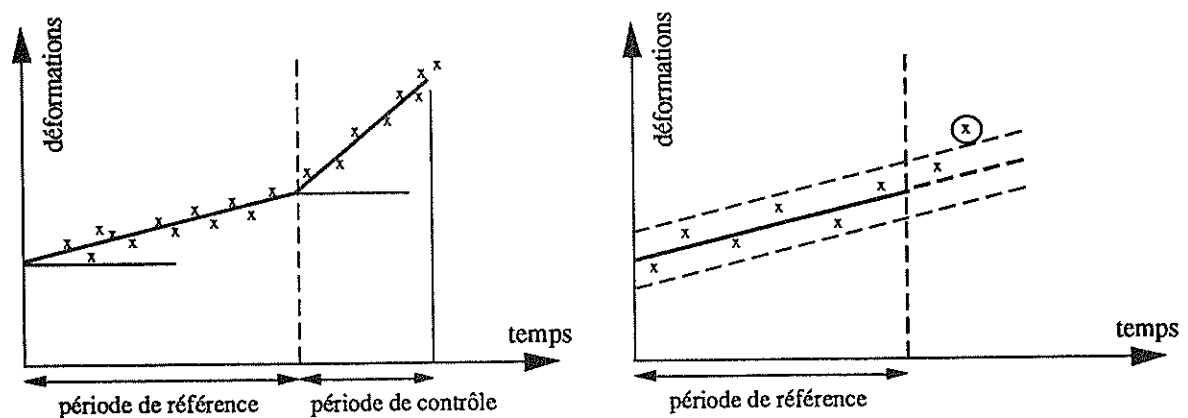


Figure 83 : Méthode d'alarme par ajustement linéaire, [38]

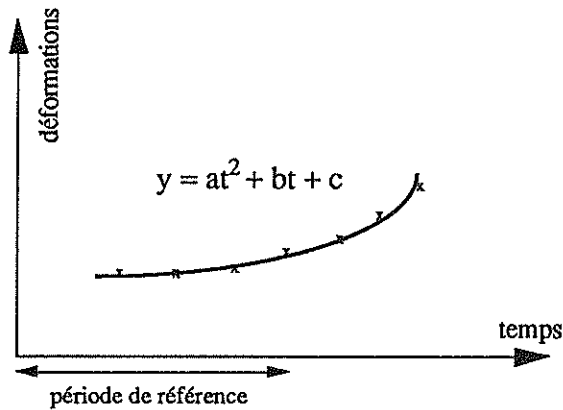


Figure 84 : Méthode d'alarme par ajustement parabolique, [38].

On peut résumer l'évolution possible d'un monument ou d'un site par l'observation des trois courbes suivantes (figure 85), qui sont typiques (mais schématisées) de trois diagnostic portés sur l'évolution :

- stabilisation prévisible.
- ambiguïté.
- ruine prévisible.

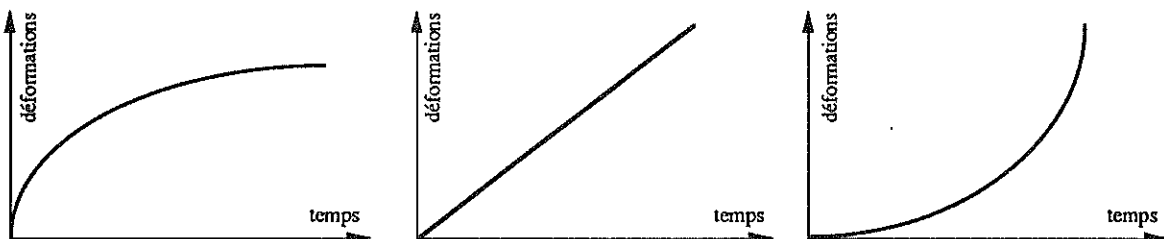


Figure 85 : Types de courbes de déformations en fonction du temps, d'après Josien, CERCHAR.  
à gauche, évolution prévisible vers la stabilité  
au milieu, ambiguïté sur l'évolution  
à droite évolution prévisible vers la ruine.

### 3.3.7 Exemples.

Les exemples qui suivent présentent des systèmes de surveillance et/ou l'interprétation de leurs résultats selon différentes configurations rencontrées dans le domaine des monuments ou des sites historiques.

#### a. Surveillance de l'église de Verneuil en Halatte (Oise, France)

Cette opération a fait l'objet d'un article de R. Schwartzmann, J.P. Josien et F. Homand-Etienne publié au Symposium International d'Athènes en 1988 ([18]-p.11). Les grandes lignes en sont les suivantes :

L'église de Verneuil en Halatte, construite et aménagée du XIII<sup>ème</sup> au XVI<sup>ème</sup> siècle, a montré, vers 1975, des signes de dégradation importante dont la fissuration d'un pilier sur plusieurs mètres de hauteur. La surveillance de ce pilier a donc été envisagée dès que ces fissures ont paru s'élargir.

Le système de surveillance mis en place a été choisi dans un souci de précision et de discrétion étant donné que l'église est classée parmi les monuments historiques. Six bases de mesure par extensométrie ont donc été installées selon le schéma de la figure 86. Chacune de ces bases est constituée d'une paire de plots scellés dans le pilier de part et d'autre de la fissure, une septième base, installée en milieu sain, sert de témoin. L'écartement de ces plots, de 100 mm au départ, est mesuré avec un extensomètre portatif donnant des résultats de lecture au micron.

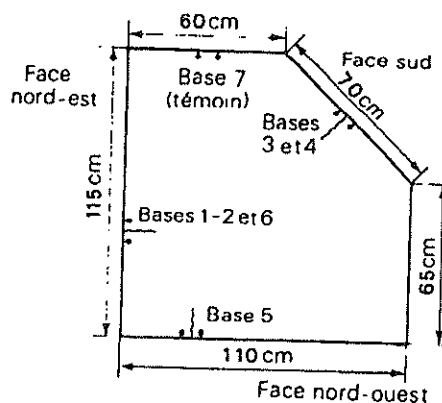


Figure 86 : Instrumentation d'un pilier de l'église de Verneuil, [18]-p.12

L'interprétation des mesures a été menée en utilisant la méthode d'analyse en continu dite "du gradient". Dans ce type de traitement, les courbes d'évolution des déformations sont découpées en tronçons correspondant chacun à deux mois de mesure environ. Les caractéristiques statistiques de chaque tranche (moyenne, pente, dispersion des points, ordonnée à l'origine) sont comparées à une droite de référence, établie à partir d'un ou plusieurs tronçons précédents selon l'homogénéité de l'évolution des mesures antérieures. Un diagnostic "pas à pas" est établi tous les deux mois (figure 87). La figure 88 donne l'évolution des mesures sur les bases 3 et 4, un point tous les 25 jours étant indiqué pour des raisons de

commodité de lecture, alors que les mesures avaient été plus fréquentes, surtout au début de l'installation.

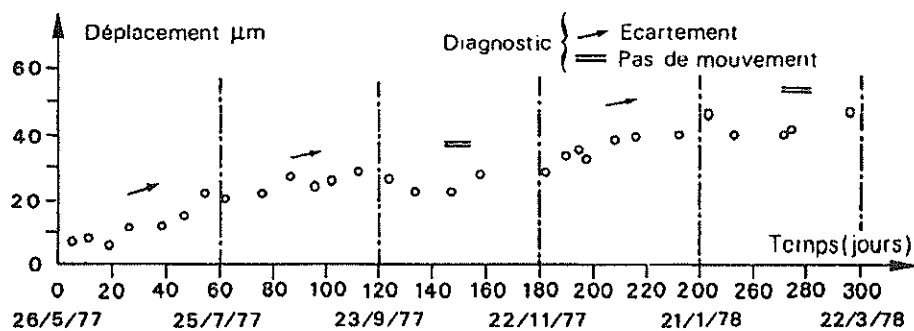


Figure 87 : Evolution des ouvertures de fissures (pilier de l'église de Verneuil), [18]-p.13.

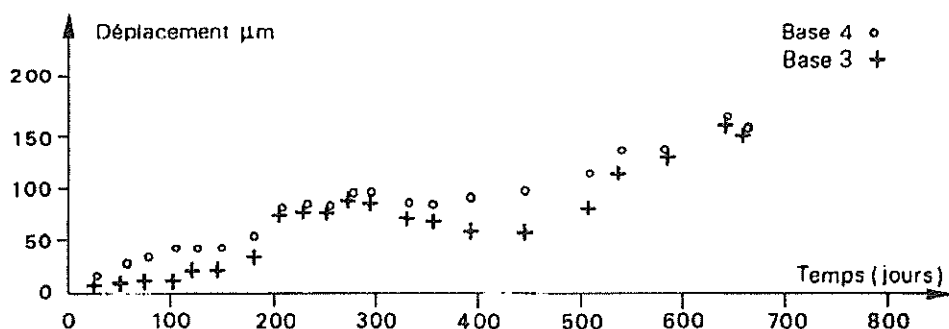


Figure 88 : Suivi des ouvertures de fissures (pilier de l'église de Verneuil), [18]-p.13

Après deux années de mesures, l'ensemble des résultats a mis en évidence d'une part, une excellente homogénéité des mesures afférents à une même fissure et d'autre part l'existence d'un cycle de variation annuel, lié aux fluctuations de température et d'humidité et se superposant à une évolution sensiblement linéaire. Sur le plan quantitatif, les vitesses moyennes d'ouverture des fissures ont été de 3 à 8 microns par mois selon les fissures. 8 microns par mois représentant environ 1 cm par siècle, et les causes de dégradation observées (vétusté de l'édifice, importance de la circulation sur la route toute proche) ne pouvant que s'accroître avec le temps, il a été décidé par les autorités locales et la Direction des Monuments Historiques que le pilier soit remplacé à l'identique. La chose fut faite un an plus tard.

#### *b. Surveillance des mouvements de terrains environnant l'Abbaye du Thoronet (Var, France)*

Cette étude a fait l'objet d'une publication au symposium d'Athènes par MM Griveaux, Dinkel et Tilmant ([18]-p.21).

L'Abbaye du Thoronet fut fondée par des moines cisterciens dès le XII<sup>ème</sup> siècle. Classée parmi les monuments historiques depuis 1840, ce monument accueille près de 80000 visiteurs

par an depuis 1975. Située à 180 m d'altitude, l'Abbaye est au pied d'une colline qui culmine à 350 m (figure 89). L'influence cumulée de la géologie du milieu et de l'exploitation de bauxite dans les environs semble être à l'origine des mouvements de terrains qui se sont produits dans la région depuis 1979 quand un énorme panneau s'est progressivement effondré parallèlement au front de taille de l'exploitation minière. Mettant ainsi en péril l'avenir du monument, il a été proposé un programme de confortation, de travaux de restauration et d'amélioration de l'accueil du public portant sur 25 millions de Francs.

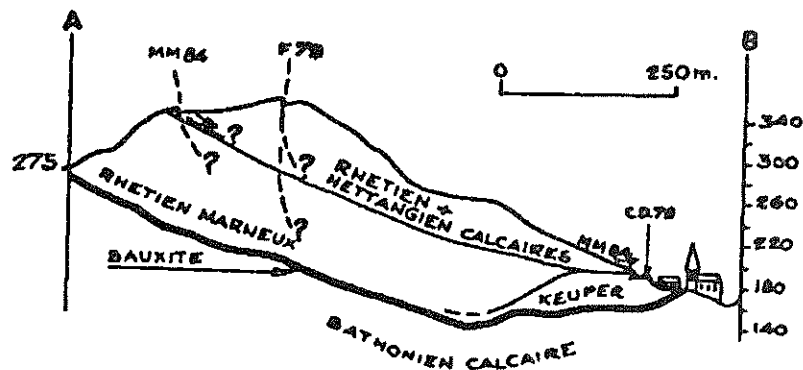


Figure 89 : Coupe transversale simplifiée de la colline culminant l'Abbaye du Thoronet, [18]-p.22.

D'autre part, dès 1984, un dispositif de surveillance a été mis en oeuvre de façon à contrôler les mouvements de terrains ainsi que les vibrations engendrées par l'exploitation à l'explosif de la bauxite. La surveillance des mouvements a été menée par des mesures précises de distances entre les structures de l'église de l'Abbaye et la chaussée départementale voisine a été contrôlée au moyen de 26 repères. D'autre part, 30 repères topographiques, suivis mensuellement, ont été placés de part et d'autre de la colline dès 1987. Enfin, des mesures inclinométriques ont été faites en 1987 dans des sondages proches de l'Abbaye et de la chaussée départementale. La surveillance piézométrique, destinée à contrôler la nappe karstique susceptible de noyer des surfaces profondes de glissement près de l'Abbaye, ainsi qu'à surveiller, près de l'Abbaye également, le niveau des nappes complexes, a été conduite au moyen d'une trentaine de piézomètres. Les données ainsi recueillies ont été confrontées, par ailleurs, avec la pluviométrie locale. La surveillance des vibrations a été mise en place en 1986, de façon à vérifier que le seuil conseillé de 1 mm/s de vitesse de vibration des fondations ne soit pas dépassé. Quatre capteurs à géophones tridirectionnels ont donc été installés dans ce but. Les mesures recueillies ont montré que le seuil n'a jamais été dépassé près de l'Abbaye, mais les vibrations ont atteint 10 mm/s à 125 m de là, du côté de l'exploitation minière.

Le suivi de toutes ces données a conduit à la construction de courbes comme celle de la figure 90, qui montre, comme il est classique en pareil cas, que la vitesse de certains repères est accélérée lors de fortes pluies.

A la lecture de ces données, il a été permis de vérifier l'effet stabilisant des mesures de confortation qui avaient été entreprises (forages drainants) mais également leur insuffisance pour s'assurer de la stabilisation de la masse de terrain proche de l'Abbaye (la vitesse de déplacement d'une partie de l'édifice est passée de 20 mm/an à 1 mm/an environ).

Un nouveau programme de confortement par drainage a donc été retenu.

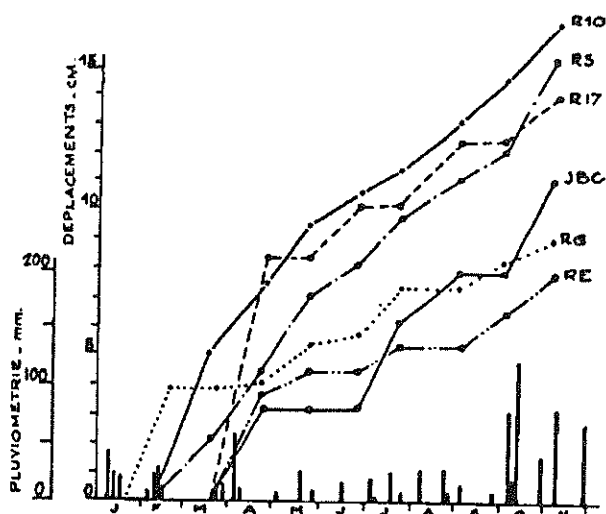


Figure 90 : Comparaison mouvements-pluviométrie, près de l'Abbaye du Thoronet, [18]-p.25

*c. Contrôle des tassements dans la ville de Bologne [39]-p.2007.*

Publié conjointement par A.Capra, G.Folloni, P. Russo et L. Tomassini à l'occasion du Symposium d'Athènes ([39] p 2007), l'article, dont il est fait référence ici, traite de l'installation d'un réseau de levés pour le contrôle des tassement et de leur influence sur les bâtiments de la ville de Bologne parmi lesquels on compte de nombreux monuments historiques.

Il se trouve que la ville de Bologne se situe dans une région soumise à des phénomènes de subsidence dont l'intensité varie de 1 cm/an à plus de 10 cm/an, verticalement. Les effets de ces mouvements verticaux ont notamment affecté des bâtiments situés dans le quartier historique de la ville, causant de sérieux dommages. L'ampleur des mesures de surveillance qui ont été entreprises est considérable puisque 460 km<sup>2</sup> couvrant la ville et ses environs ont pu être surveillés par un réseau de 475 repères de nivellement très précis, en 1983 et en 1987. Sans entrer dans les détails sur l'origine de ces phénomènes, il convient de préciser que des mesures de surveillance ont régulièrement été menées depuis 1897 et notamment pendant les périodes 1897-1903, 1943-1950, 1970-1973 et 1974-1981. Les valeurs enregistrées alors furent en moyenne de 2 à 4 mm/an pour les deux premières périodes, elles furent encore inférieures pendant la troisième période. Néanmoins, dans certaines zones comprenant notamment une partie du centre historique, des valeurs de plusieurs dizaines de cm par an furent relevées pendant la deuxième et la troisième période. Les mesures obtenues lors de la dernière campagne de surveillance confirment globalement la tendance relevée par les campagnes précédentes. L'importance du phénomène de subsidence rencontré à Bologne est tel, que la stabilité de certains monuments du centre historique est remise en question. De tels mouvements peuvent produire différents dommages liés soit à la valeur absolue du déplacement, soit à des tassements différentiels. Pour évaluer plus précisément l'influence de ces derniers, une surveillance a été mise en place, à titre expérimental, sur une tour de la ville, haute de 97 m et datant du XII<sup>ème</sup> siècle. Des repères de nivellement ainsi qu'un pendule y ont été installés dès 1972, et leurs

indications ont été relevées tous les trois mois. L'analyse de ces résultats a montré que la structure de l'édifice subissait un mouvement rotationnel dont l'amplitude variait de façon linéaire avec le temps.

Bien que ne présentant pas de signes accélérateurs pouvant être dangereux, les dégâts rencontrés localement laissent à penser, qu'en certains points, la limite de tassement de certains édifices est atteinte.

La figure 91 montre le schéma d'un réseau de contrôle de nivellement près de l'université tandis que la figure 92 indique des lignes de valeurs de nivellement de façon à localiser des zones sensibles, ce qui peut orienter les recherches de phénomènes dans le but de remédier aux problèmes.

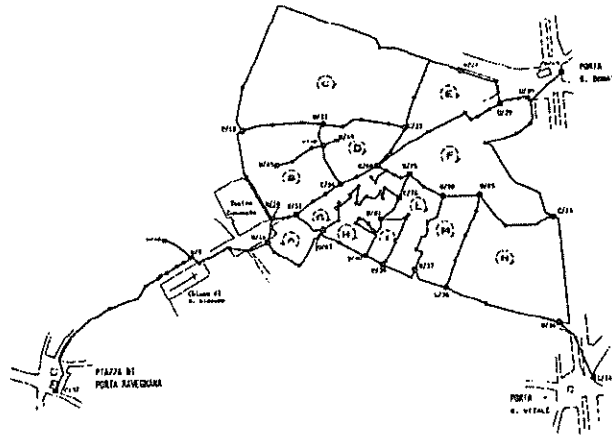


Figure 91 : Réseau de contrôle de nivellement dans le secteur de l'université de Bologne, [39]-p.2011.



Figure 92 : Lignes de contour des déplacements verticaux pour la période de Août à Décembre 1987, [39]-p.2013.

## 3.4 Les risques

### 3.4.1 Définition

La définition courante du terme de risque associe l'idée de péril à l'effet du hasard, elle implique donc :

- la réalisation d'un évènement lié à une "force majeure" (d'origine dynamique ou géodynamique), ou "aléa" de cette évènement;
- la définition du "risque" qui prend en compte les conséquences de cet évènement sur l'homme menacé dans ses biens ou sa personne.

On entend généralement par **risque déclaré**, toute manifestation dynamique ou géodynamique en cours d'évolution (glissement actif d'un talus par exemple) ou dont la périodicité de reproduction est reconnue (chutes de blocs, avalanches, ...) et qui affecte une zone donnée, aisément reconnaissable.

A l'inverse, la notion de **risque potentiel** s'applique à toute situation statique présentant les caractères apparents d'un équilibre ou d'une absence de danger, mais dont l'analyse conduit à penser qu'elle peut n'être que transitoire, [22]-p.156.

Parmi les risques déclarés, on compte l'apparition de fissures, la rupture d'éléments de structure (poutres, cables dans un édifice, etc ...), l'existence de tassements différentiels, d'affaissements, de chutes de blocs (dans une excavation souterraine, près d'une falaise ou sur un talus rocheux), ou, plus impressionnants, l'apparition de fontis, les avalanches, les crues, les glissements de terrains ... En général, les risques déclarés sont identifiés dès que le bilan de conservation du monument ou du site est effectué.

Parmi les risques potentiels, on trouve les possibilités d'apparition des risques déclarés dont il vient d'être question, mais sans qu'ils aient été repérés sur le monument ou le site. Ces risques potentiels, qui mettent en cause la résistance de certains éléments ou de certaines zones du monument ou du site (éléments proches d'un état de rupture, poutre trop fléchie, joints altérés, zone soumise à des sollicitations dynamiques contre lesquelles elle n'a pas été conçue, talus présentant un facteur de sécurité proche de 1, ou encore possibilités d'influence d'intempéries diluviennes, d'avalanches, etc ...), peuvent être déterminés après l'installation d'un réseau de surveillance et la réalisation de calculs de stabilité.

L'évaluation des risques encourus par le monument ou par les visiteurs du monument n'est pas chose aisée. D'une manière générale, elle peut être entreprise à ce stade, c'est à dire après une investigation poussée du monument, de son environnement ou du site, suivie, si possible, d'une surveillance. La notion de risque renvoyant à la notion de prévision, deux cas peuvent se présenter :

- aucun élément des études entreprises et visant à établir un diagnostic de stabilité sur le monument ou le site n'a pu mettre en avant un ou plusieurs facteurs évolutifs susceptibles de perturber la stabilité globale du monument ou du site. C'est le cas où, par l'étude, les causes des dégradations ont été parfaitement identifiées, où l'on a remédié (s'il y avait lieu de le faire)



aux problèmes et où aucun nouveau signe dangereux n'a fait son apparition. Le monument est présumé stable ou stabilisé, les risques sont quasi-inexistants à court ou moyen terme. Néanmoins, dans ce cas, pour éviter les erreurs de diagnostic, un système de surveillance minimal peut être envisagé afin de se prémunir contre les incertitudes que renferme l'adverbe "quasi" et tenir compte d'un changement de conditions environnementales exceptionnel.

- les études, jusque là entreprises, mettent l'accent sur un ou plusieurs facteurs dont l'évolution est susceptible de mettre en cause la stabilité d'un monument ou d'un site à plus ou moins long terme et contre lesquels il est impossible de lutter pour des raisons techniques et/ou économiques. Dans ce cas, un système de surveillance est requis pour tenter de suivre l'évolution de ces facteurs et prévoir, dès que possible, toute aggravation dangereuse pour le monument et la sécurité des personnes. Le risque encouru peut alors varier considérablement et son évaluation peut être plus ou moins imparfaite.

### 3.4.2 Quantifier le risque

Quantifier le risque est une lourde responsabilité pour la ou les personnes qui en sont chargées. Les moyens dont elles disposent pour le faire peuvent relever de considérations qualitatives et superficielles, de mesures et de calculs, ou de relevés et données susceptibles d'être interprétées statistiquement. Dès lors, plusieurs systèmes de quantification du risque sont possibles et nous retiendrons les 3 suivants.

#### *a. La carte de risque.*

La carte de risque peut être réalisée dès que le bilan de conservation du monument ou du site est dressé. Néanmoins, elle peut être affinée après l'examen de la stabilité et mise à jour à l'aide des données d'une surveillance. Elle consiste à tracer sur une carte, les limites des zones présumées dangereuses, soit que des risques déclarés y aient été repérés, soit que des risques potentiels y soient localisés.

Les risques déclarés peuvent être indiqués sur la carte en fonction de leur origine, et, à l'intérieur de chaque catégorie d'origine, des classes d'intensité basées sur la valeur d'un paramètre significatif peuvent être utilisées (la valeur d'un RQD peut permettre, par exemple, d'identifier des zones plus ou moins fracturées, donc plus ou moins dangereuses a priori, dans une excavation souterraine), voir figure 40-p.55.

De la même façon, il est possible de repérer, approximativement, les zones de risques potentiels selon leurs conséquences présumées, des classes de danger indiquant qualitativement l'ampleur des conséquences possibles (si les risques se déclaraient) en remplacement des classes d'intensité utilisables pour les risques déclarés.

Le tableau ci dessous (tableau 4) montre la légende des cartes de risques naturels du département de l'Isère (France).

Ce type de cartes est mis à la disposition des administrations concernées ou des collectivités locales pour servir de référence à certains actes administratifs comme la délivrance des permis de construire, [22]-p.158. Complétée par des représentations de risques plus locaux comme les fissures, etc, ainsi que d'une représentation de la gradation du risque (intensité ou danger), ce type de carte permettrait sûrement d'avoir une vue schématique rapide des risques encourus par

le monument ou le site ainsi que par les personnes.

En ce qui concerne la représentation de la gradation des risques, les cartes ZERMOS (Zones Exposées à des Risques liés à des MOuvements du Sol et du sous-sol, Chazan, 1974) proposent l'utilisation d'un zonage à trois couleurs de base :

- le vert indique qu'aucun mouvement actuel ou ancien n'a été décelé et qu'il n'y a pas lieu d'envisager pour l'instant l'apparition de tels évènements ;
- l'orangé indique une menace potentielle d'instabilité sans pouvoir en préciser la nature exacte, ni surtout l'ampleur des manifestations ;
- le rouge indique quant à lui une instabilité réelle ou une menace précise souvent imparable, [22]-p.158.













	Zone inondable	- Mesures de protection définies lors de la demande éventuelle de permis de construire.
	Zone marécageuse	- Travaux d'assainissement nécessaires en cas de demande éventuelle de permis de construire
	Crue torrentielle	- Construction interdite sur 25 m de part et d'autre de l'axe du ruisseau
	Zone de crue torrentielle	- Construction interdite
	Glissement de terrain	- Construction et terrassement interdits
	Glissement de terrain	- Les demandes éventuelles de permis de construire seront étudiées au coup par coup Défrichage et terrassement interdits
	Chutes de pierres	- Construction interdite
	avalanches	- Construction interdite
	Zone de dépôt d'avalanche	- Précautions à définir lors des demandes éventuelles de permis de construire
	Zone de souffle d'avalanche	- Précautions à définir lors des demandes éventuelles de permis de construire
	Zone de construction avec protection	- Protection à définir lors des demandes éventuelles de permis de construire
Limite de Commune		

Tableau 4 : Légende des cartes de risques naturels du département de l'Isère, [22]-p.157.

#### b. Le facteur ou coefficient de sécurité.

Issu des calculs de stabilité qu'il est possible d'entreprendre dans le domaine des monuments et des sites historiques, le facteur de sécurité dépend, non seulement de l'état du monument ou du site, mais également de la confiance à accorder aux hypothèses des calculs. En termes de risques, il permet d'évaluer quantitativement la marge ou la réserve de résistance ou

de stabilité (tel que nous avons employé le terme au chapitre 2.3) que possède le monument ou le site historique dans son état actuel. Son inconvénient réside d'ailleurs dans son inaptitude à rendre compte ou à mettre l'accent sur l'évolution possible ou les risques prévisibles. Néanmoins, un facteur de sécurité proche de 1 indiquera une zone à risque grand tandis qu'un facteur largement supérieur à 1 écartera, à plus ou moins long terme, l'hypothèse d'une évolution présentant des risques pour le monument, le site ou les personnes.

Selon les configurations du site ou du monument étudié, le calcul d'un coefficient de sécurité s'effectue différemment.

En Mécanique des Sols, lorsque la rupture se produit par un écoulement plastique, comme cela se produit sous une fondation au cours du poinçonnement, on définit le facteur de sécurité par le rapport de la sollicitation qui entraîne la rupture à la sollicitation de service. Lorsque la rupture se produit par glissement sur un plan, sur une surface circulaire, etc, le facteur de sécurité au sens de Fellenius est le rapport entre les efforts résistants et les efforts moteurs, [29]-p.173.

En Mécanique des Structures, on retient généralement le rapport des charges exercées aux charges admissibles (souvent des charges de compression).

En Mécanique des Roches, le facteur de sécurité peut être défini comme en Mécanique des Sols : le rapport de la sollicitation qui fait passer la roche d'un comportement élastique à un comportement plastique ramené à la sollicitation exercée effectivement ou, dans le cas des milieux fracturés, le rapport entre les efforts résistants et les efforts moteurs au niveau des joints. Un autre type de calcul de facteur de sécurité relatif à la vérification du comportement élastique du milieu, consiste à comparer le cercle de Mohr représentatif de l'état de contraintes en un point à la courbe intrinsèque du matériau. On détermine alors le facteur  $F$  par lequel il faudrait multiplier les cas de charges étudiés pour que le cercle de Mohr soit juste tangent à la courbe intrinsèque. C'est ce type de calcul qui peut être implanté aisément dans un logiciel de modélisation par éléments finis par exemple, ce qui donne la possibilité de tracer des courbes iso- $F$  permettant de localiser des zones à risques où  $F$  est voisin de 1, figure 93.

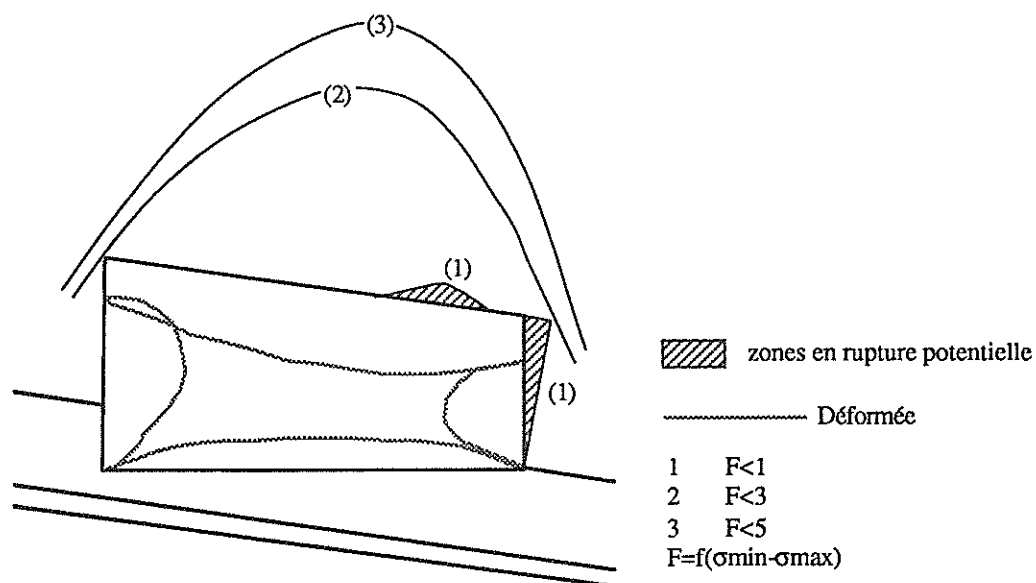


Figure 93 : Exemple de courbes iso- $F$  obtenues par une modélisation par éléments finis (logiciel ELFI3F).  
Il s'agit ici d'une des voies de desserte longues tailles à l'Unité d'Exploitation de Provence  
(Samir Ennour, thèse de docteur de l'INPL (Nancy) sur la modélisation  
des galeries de grande largeur en terrain stratifié, juillet 1990).

Malgré leur intérêt, ces définitions peuvent présenter, néanmoins, des ambiguïtés et elles sont d'ailleurs utilisées de multiples façons, chaque praticien adoptant une définition qui lui est propre. Il y aurait certainement intérêt de s'en tenir à un ou deux types de calculs rigoureusement définis pour standardiser cette approche du risque.

*c. Le risque probabiliste, [29]-p.179-180.*

Les définitions précédentes portaient d'un problème où les efforts mis en jeu et les résistances étaient parfaitement connus. En fait, il existe une incertitude sur tous ces éléments. C'est l'aspect probabiliste du risque et du facteur de sécurité, qui est très différent de l'aspect précédent.

Ayant déterminé la charge de ruine d'une structure par exemple, il s'agit en somme de faire un calcul d'erreur. C'est évidemment très facile lorsque l'on dispose d'une formule analytique simple. Dans les cas compliqués, on peut avoir recours au calcul numérique en introduisant des petites variations des paramètres de l'équilibre. Ces paramètres peuvent être externes : distribution aléatoire des forces extérieures, ou internes : distribution et évolution aléatoires des résistances. La résolution du problème consiste alors à faire une analyse statistique multifactorielle classique et la théorie existe pour différentes distributions de probabilité. L'essentiel est de savoir que l'on peut rattacher une probabilité de ruine à toute valeur supérieure à 1 du facteur de sécurité, à partir des éléments statistiques des paramètres externes et internes. C'est tout à fait classique pour les paramètres externes. Pour les paramètres internes, c'est plus délicat.

*Il est clair, par exemple, que pour le glissement d'un massif sur un joint plan, la moyenne des résistances au cisaillement est une valeur significative, alors que la résistance d'une chaîne est conditionnée par celle du maillon le plus faible et la moyenne des résistances des maillons offre peu d'intérêt.*

*d. Conclusions.*

Les exemples présentés ici montrent que la notion de risque couvre en fait trois types d'incertitudes : les aléas des sollicitations et des paramètres environnementaux influants, les aléas des propriétés mécaniques ou géométriques des matériaux, des sols ou des massifs rocheux, ainsi que l'imperfection des méthodes de calcul. [29]-p.182.

L'emploi des techniques d'évaluation des risques reste par ailleurs très difficile dans la mesure où elles conduisent à des conclusions situées entre économie et sécurité. En effet, la pérennité des monuments et des sites dépend des mesures qui seront prises à la suite de ces conclusions, de l'adéquation de ces mesures aux problèmes rencontrés, de leur aptitude à minimiser les risques autant que possible et sans en omettre aucun, de leur faculté à écarter tout danger ultérieur, pour le monument ou pour les personnes, sans, par ailleurs, que le coût de ses mesures n'atteigne des valeurs insupportables.

### 3.5 Les marges de sécurité

Directement liée aux calculs de stabilité et à l'évaluation des risques, la détermination des marges de sécurité consiste à répondre à la cinquième question que nous nous étions posée au début de la troisième partie de ce mémoire, à savoir : quelles agressions peut encore supporter le monument ou le site (en termes de déformations, tassements, vibrations, ...) ?

En général, cette question se pose avant que ne soient envisagées d'éventuelles mesures de restauration, de consolidation, de renforcement ou de soutènement, mais elle peut être posée, par ailleurs, après une série de travaux, afin d'évaluer le progrès ainsi réalisé en termes de stabilisation, de nouvelle résistance, de nouvelle durée de vie.

En fait, estimer les marges de sécurité, c'est mesurer l'écart qui sépare l'état du monument ou du site historique à un moment donné, du risque prévisible qui peut lui porter préjudice. Cette estimation peut donc se faire en terme de durée aussi bien que par un paramètre arbitraire ou un facteur dont la définition reste à donner.

Etant donné la difficulté de produire de telles estimations et le manque de recherches qui aient été consacrées à ce problème, nous nous bornerons à indiquer simplement les points suivants :

- l'estimation des marges de sécurité peut être proposée simplement en observant les valeurs des facteurs de sécurité obtenus par les méthodes décrites précédemment. C'est un moyen de quantifier ces marges, tout en sachant qu'il s'inscrit dans un cadre d'hypothèses relatives aux calculs, aux propriétés des roches, des sols et des matériaux en général, ainsi qu'aux sollicitations qui s'exercent sur eux.

- une façon plus probante et plus intéressante d'évaluer ces marges de sécurité pourraient consister à réaliser des calculs, notamment par des méthodes numériques, de façon à simuler le comportement d'une structure, d'un édifice, d'un ouvrage souterrain ou d'un site, dans le temps, à la suite des variations que pourraient subir certains paramètres propres à mettre en cause la stabilité du cas étudié. Ainsi, on pourrait définir une marge de sécurité vis à vis de différents paramètres comme la force des vents, l'infiltration d'eau, la présence de travaux proches, l'amplitude de secousses sismiques, etc ... Néanmoins, ce type d'approche se heurte à l'importance des coûts d'étude qu'il entraînerait ainsi qu'aux incertitudes et aux hypothèses sur lesquelles il repose (la modélisation implique des simplifications et tous les facteurs ne peuvent être étudiés soit pour des raisons informatiques, soit par omission)

- l'utilisation des données de la surveillance pourrait permettre de chiffrer en durée, la marge de sécurité que possède un monument ou un site, si les méthodes d'interprétation de ces données étaient suffisamment au point pour prédire la date de ruine à partir des mesures effectuées jusqu'alors. Malheureusement, une telle prédiction s'avère extrêmement difficile voire impossible dans le domaine de la géotechnique où le comportement des matériaux rencontrés (roches et sols) ne peut être connu avec précision.

### 3.6 Précautions à prendre

Avant de terminer cette partie concernant les techniques et les méthodes de diagnostic, il convient d'avoir à l'esprit les contraintes spécifiques au domaine de la conservation et de la restauration des monuments et des sites historiques.

En effet, l'établissement d'un diagnostic final et global sur l'état et le devenir prévisible ou possible d'un monument ou d'un site historique doit conduire, en principe, à prendre des décisions concernant la mise en oeuvre ou non de travaux destinés à assurer leur sauvegarde et leur pérennité. Or, la nature de ces travaux est soumise à des principes fondamentaux que les pays ont pu adopter ou que la Charte Internationale de Venise tente de proposer au niveau international. Nous allons rappeler ces principes que l'on trouvera, rapidement exposés, dans le texte de la Charte de Venise reproduite in extenso dans l'annexe 1 de ce mémoire.

#### 3.6.1 Conservation et restauration

Les notions de conservation et de restauration sont évoquées toutes les deux dans la Charte de Venise, néanmoins, leur définition n'y est pas clairement formulée et des ambiguïtés apparaissent comme dans l'article 9 où il est écrit : "La restauration ... a pour but de conserver ...".

En fait, la conservation consiste actuellement à faire appel aux techniques les plus variées de façon à essayer, avant tout remplacement par un matériau nouveau, de garder le matériau ancien dans sa forme et dans son état de vieillissement actuel afin de respecter ce que Michel Parent (Inspecteur Général des Monuments Historiques) appelle la transparence des formes et de la durée, [3]-p.12-13.

La notion de restauration implique, quant à elle, de modifier le monument de façon à le reconstituer dans un état antérieur à sa destruction ou sa ruine partielle ou totale.

Mr Jean Taralon (Inspecteur Général des Monuments Historiques) résume la différence entre ces deux notions de la façon suivante : "Conserver, c'est, par définition, maintenir l'oeuvre dans l'état où elle parvenue jusqu'à nous. L'opération a un caractère essentiellement scientifique. Restaurer, c'est modifier cet état en améliorant l'aspect de l'oeuvre. L'opération a un caractère esthétique. Ces deux opérations, bien que pouvant être complémentaires, ont donc, en principe, des buts et des effets différents. Cependant, il arrive que, bien que ce ne soit pas le but recherché, la phase scientifique de l'intervention ait une conséquence esthétique qui modifie l'aspect de l'oeuvre traitée", [3]-p.36-37.

#### 3.6.2 Conservation et géotechnique

A la lumière des explications qui précèdent, il apparaît que le géotechnicien peut faire bénéficier ses connaissances théoriques, ses méthodes et ses techniques aux personnes qui sont chargées de la conservation plutôt que de la restauration des monuments et des sites historiques.

Pour être utilisées dans ce domaine, les techniques employées dans le but de consolider un monument ou un site, doivent avoir démontré leur efficacité par des données scientifiques et être garanties par l'expérience comme l'indique la Charte de Venise (article 10). La discipline

géotechnique peut donc trouver sa place dans ce contexte à condition néanmoins de respecter encore les contraintes suivantes :

- "... le déplacement de tout ou partie d'un monument ne peut être toléré que lorsque la sauvegarde d'un monument l'exige ou que des raisons d'un grand intérêt national ou international le justifient", Charte de Venise, art. 7. Dans tous les cas, un tel déplacement doit donc être évité autant que possible ;

- "... les éléments destinés à remplacer les parties manquantes doivent s'intégrer harmonieusement à l'ensemble, tout en se distinguant des parties originales ...", Charte de Venise, art. 12. Cette recommandation empêche notamment l'implantation d'un système de surveillance et l'utilisation de moyens de consolidation qui manqueraient de discrétion ;

- "Les adjonctions ne peuvent être tolérées que pour autant qu'elles respectent toutes les parties intéressantes de l'édifice, son cadre traditionnel, l'équilibre de sa composition et ses relations avec le milieu", Charte de Venise, art. 13. Cet article impose donc des restrictions sur le choix des moyens de consolidation tels que boulons, tirants et murs de soutènement dont l'utilisation peut néanmoins être entreprise pourvu qu'elle concerne les parties non intéressantes comme, bien souvent, les fondations, ou qu'elle respecte les autres parties, le cadre et l'équilibre de l'ensemble ;

- Le principe de réversibilité, si souvent évoqué, ne figure pas explicitement dans le texte de la Charte de Venise. Selon ce principe, toute intervention sur un monument, notamment en matière de consolidation, doit pouvoir être substituée à une autre qui serait nouvelle et plus efficace, sans que le monument ne subisse de préjudices. En fait, en matière de consolidation, les techniques employées ne respectent pas toujours cette recommandation comme le recours aux méthodes de consolidation par injection, par exemple, pour les fondations (domaine qui concerne directement la géotechnique) de la Tour de Pise ou celles de l'Arc de Triomphe, à Paris. D'autre part, l'utilisation des tiges ou boulons d'acier pour renforcer certains éléments de structure ou pour consolider des sculptures ne répond pas vraiment à ce principe de réversibilité, étant donné la difficulté qu'il y aurait à retirer ces tiges sans endommager le matériau originel.

- Enfin, l'utilisation de matériaux étrangers (comme les tiges d'acier par exemple) pour la conservation des monuments est vivement déconseillée par les praticiens, mais elle n'est pas interdite quand la nécessité s'en fait sentir.

On imagine donc pourquoi, après ces remarques, la géotechnique peut facilement proposer, non seulement ses méthodes (cela est évident pour les problèmes qui sont liés directement ou indirectement au comportement des sols et des massifs rocheux) mais aussi ses techniques comme nous allons le voir dans le chapitre suivant.

### 3.7 Remèdes possibles

Les techniques issues du domaine de la géotechnique ou utilisées depuis plus ou moins longtemps par ses praticiens sont présentées ici, succinctement. Etant donné leur origine, il s'agit essentiellement de techniques dites de soutènement ou de consolidation. Des informations complémentaires concernant ces techniques peuvent être trouvées auprès des spécialistes de chacune d'elles. Pour la plupart, les cas de figures présentés dans la suite sont tirés des comptes rendus du symposium international sur la géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques (référence [18]) qui a eu lieu à Athènes en 1988.

Les différentes techniques pouvant être mise en oeuvre dépendent souvent du type d'ouvrage, d'édifice ou de site à traiter. Ainsi, le soutènement de type minier a-t-il toujours une durée de vie limitée, alors que les monuments historiques, destinés à résister très longtemps, n'ont pas ce caractère provisoire. Toutefois, lors de la conservation ou de la reconstitution d'un monument ou d'un site, on peut avoir recours à un soutènement provisoire qui assure sa stabilité ainsi que la sécurité des hommes pendant les travaux. Outre le caractère temporel de l'édifice, de l'ouvrage ou du site (déterminant en lui-même) d'autres paramètres interviennent pour déterminer le type de technique adéquate, tels que la présence d'eau, la proximité de travaux, d'édifices, etc ... comme nous l'avons déjà souligné précédemment dans ce mémoire.

Ce chapitre reprend, dans ses grandes lignes, le rapport référencé par le numéro [16] de Olivier Colin et moi-même, et on trouvera en page 114, un résumé, sous forme de tableau (Tableau 5), des techniques qui ont effectivement été utilisées récemment pour la conservation des monuments et des sites historiques.

#### 3.7.1 Le soutènement porteur

Le bois et l'acier sont généralement utilisés soit sous forme de cadre (seule possibilité pour le bois), soit sous forme de cintres, figure 94. Les membrures des portiques ou des cintres sont placées le long des parois, directement contre le terrain ou par l'intermédiaire d'un garnissage ou d'un blindage.

Les soutènements porteurs, outre le fait qu'ils protègent contre la chute des blocs dans les terrains fracturés par exemple, servent à ralentir les déformations et la convergence des parois. Les cadres à assemblage rigide permettent, grâce à une portance plus grande, de limiter les déformations en s'opposant fortement à la pression des terrains. Au contraire, les cadres légers et cintres coulissants permettent, au prix de déformations plus importantes, de limiter les efforts auxquels ils sont soumis.

Evidemment, ce type de soutènement concerne, avant tout, les cavités souterraines, mais il peuvent être utilisé également pour protéger des voies d'accès, par exemple, contre des chutes de blocs éventuelles. L'utilisation des cadres en bois est restreinte à cause de leur mauvaise conservation à l'humidité, l'inflammabilité du matériau et la nécessité d'une main d'oeuvre qualifiée pour les installer. Toutefois, il est d'une adaptabilité remarquable pour les ouvrages à sections irrégulières

Les avantages des cadres métalliques sont nombreux : l'acier est imputrescible, plus résistant à la flexion que le bois, ininflammable et récupérable.

Les cintres métalliques offrent en plus l'avantage de mieux répartir les efforts et de s'adapter



plus facilement aux déformations des terrains, surtout s'ils sont lourds. D'autre part, il existe également des cintres coulissants qui, par définition, possèdent des degrés de déformations plus élevés, ce qui compense la faible déformabilité de l'acier face à celle du bois. Les cintres métalliques peuvent être complétés par un garnissage (grillage, poutrelles, tôles, plaques, ...) qui permet de répartir la poussée des terrains et d'éviter les chutes de blocs.

Enfin, le soutènement peut être assuré par des cintres en tôles pliées à froid, assemblées entre elles au moyen de boulons (liner plates). Pour les grandes sections, ce système est renforcé par des cintres métalliques. Ce type de soutènement continu permet de reprendre les contraintes radiales, mais aussi les contraintes tangentielles et assure donc une bonne stabilité longitudinale.

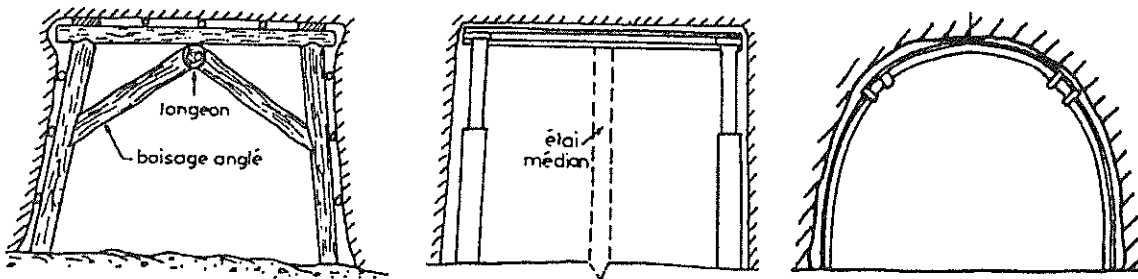


Figure 94 : Cadre en bois, cadre métallique et cintre métallique, d'après Piguet, 1983.

### 3.7.2 Béton projeté et maçonnerie

Le béton projeté est de plus en plus utilisé comme soutènement (seul ou associé à d'autres méthodes) ou comme revêtement (en cas d'excavations stables) d'ouvrages souterrains de toute nature. Son utilisation dans le domaine des monuments historiques est néanmoins très limitée jusqu'à l'heure actuelle, pourtant, maquillé de matériaux factices il peut être utilisé pour boucher des fractures, des petites cavités ou stabiliser des falaises rocheuses qui présentent des éboulements de petits blocs très fréquents (rochers des châteaux d'Edimbourg et de Stirling en Ecosse, [18]-p.42).

La technique de projection est explicitée par la figure 95, elle comporte deux possibilités : par voie sèche, cela consiste à n'apporter l'eau qu'au bout de la lance, par voie mouillée, on projette directement du béton gâché.

Avant la projection, les parois doivent être décapées et purgées (par drainage des venues d'eau), le béton peut être armé par des fers à béton de petit diamètre, et sa tenue peut être augmentée par un réseau de boulons (falaises, ouvrages souterrains). Dans les cas difficiles, on peut noyer des cintres métalliques dans le béton pour augmenter encore la résistance.

La maçonnerie est couramment utilisée pour la conservation des monuments et des sites historiques, on l'utilise pour boucher des cavités indésirables, pour supporter des surplombs dans les falaises (figure 96), pour construire des murs de soutènement. Leur avantage est de pouvoir utiliser des matériaux semblables à ceux qui constituent le monument ou le site. Néanmoins leur faible capacité portante les cantonnent à des travaux souvent superficiels. De nos jours, les briques et les pierres ont été remplacées par le béton (sous forme de claveaux ou de voussoirs dans le soutènement des cavités). Malheureusement, ce matériau est trop

inesthétique dans le domaine qui nous intéresse ici et il répond rarement aux principes des architectes chargés de la sauvegarde de notre patrimoine. Néanmoins il pourra être le meilleur moyen, associé à du boulonnage, de s'assurer de la stabilisation d'un flan de falaise (Lérída, en Espagne, [18]-p.7), figure 97.

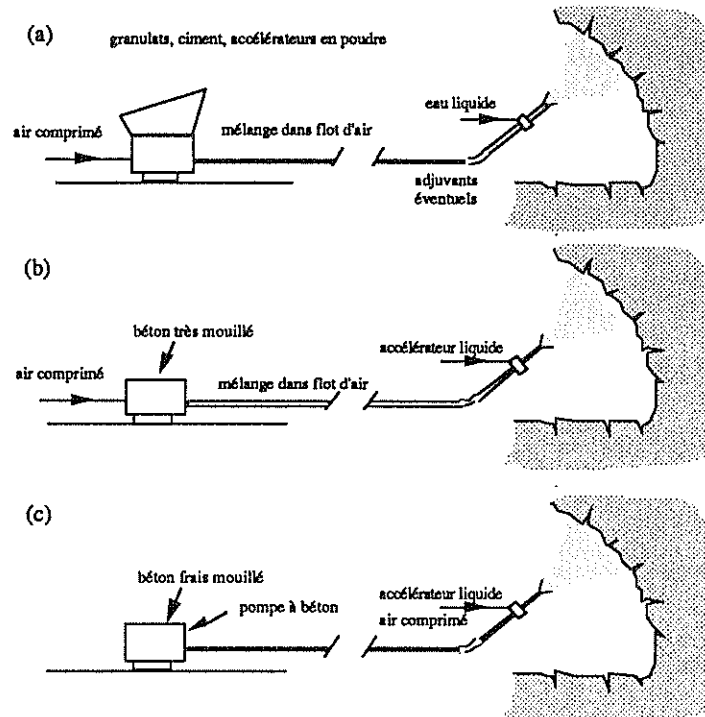


Figure 95 : Techniques du béton projeté, (a) par voie sèche, (b) par voie mouillée à flux dilué, (c) par voie mouillée à flux dense, [16].

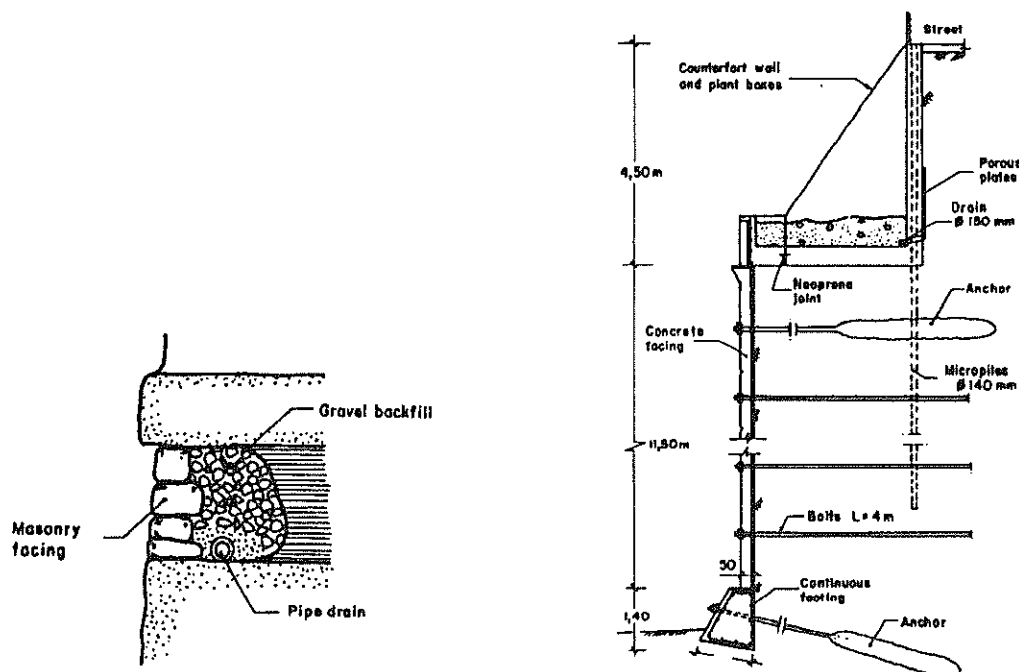


Figure 96 : Remplissage de protection d'un flan de falaise érodé, Château de Penafiel, Espagne, [18]-p.6.

Figure 97 : Recouvrement total d'une falaise dégradée, Cathédrale de Lérída, Espagne, [18]-p.6.

### 3.7.3 Les ancrages

Le procédé du boulonnage, d'abord appliqué en mine dans la méthode d'exploitation par chambres et piliers, permet d'alléger, voire de supprimer le soutènement ordinaire, ce qui implique, d'une part, une économie importante et un espace utilisable accru (dans le cas des cavités souterraines) et, d'autre part, une meilleure discrétion.

Le développement du boulonnage a été rendu possible par les progrès spectaculaires accomplis dans la construction des appareils de forage et par l'amélioration des ancrages, même en terrain médiocre.

Le boulonnage permet d'atteindre trois objectifs :

- accrocher un bas-toit peu résistant à un banc supérieur solide autoportant (pour les ouvrages souterrains, figure 98, vue de gauche) ;
- faire d'un empilage de bancs minces, un banc rigide capable de se supporter lui-même au dessus du vide de l'ouvrage (ouvrages souterrains, figure 98, vue de droite) ;
- armer la roche ou le sol (ouvrages souterrains, falaises, etc ...).

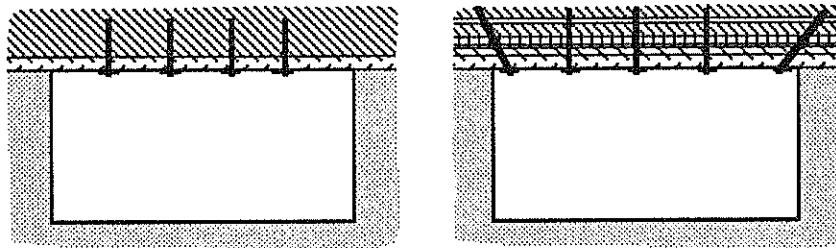


Figure 98 : Boulonnage du toit d'une galerie, [16].

On trouve maintenant de multiples techniques d'ancrage de ces boulons :

- les tiges à ancrage ponctuel par fente et coin ou par coquille d'expansion (figure 99) ;
- les tiges à ancrage réparti, scellées au mortier de ciment ou au mastic de résine polyester (figure 100) ;
- les tiges à ancrage par frottement sont les plus récentes (boulons Split-Set, figure 101 ou boulons Swellex,).

Les câbles constituent un autre type d'ancrage. Ils sont donc souples, ce qui permet l'utilisation de grandes longueurs, et peuvent être scellés non tendus par un mortier ou une résine ou pré-tendus (ils jouent alors le même rôle que les boulons). Les câbles sont particulièrement adaptés aux endroits étroits et difficiles d'accès grâce à leur conditionnement en rouleaux, ils ont, par ailleurs, une grande résistance à la traction (50 tonnes) et sont peu coûteux, figure 102.

Après l'ancrage, une plaque d'appui percée d'un trou est enfilée sur l'extrémité du boulon et assujettie par un écrou hexagonal. Avec des ancrages ponctuels, les plaques assurent la transmission des efforts de la tige au terrain par une bonne tension des boulons, augmentent la

capacité de déformation du soutènement si elles sont déformables, et peuvent assurer le soutènement d'une zone de terrain entre les boulons si elles ont une surface suffisante. Avec des ancrages répartis, les plaques servent à fixer le garnissage du terrain, lorsqu'il y en a un et évitent l'écaillage superficiel des terrains très déformables. Un grillage peut être ajouté entre les boulons de façon à éviter la chute de pierres (falaises, cavités) ou en vue de projeter du béton, figure 103.

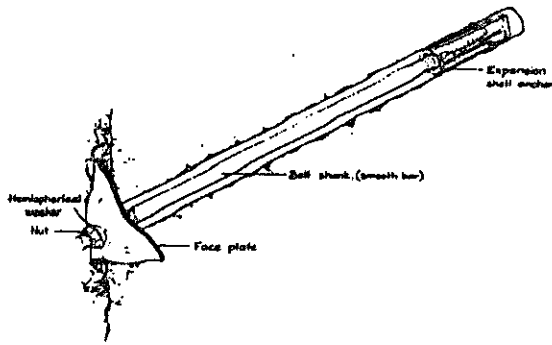


Figure 99 : Boulon à ancrage ponctuel, [40].

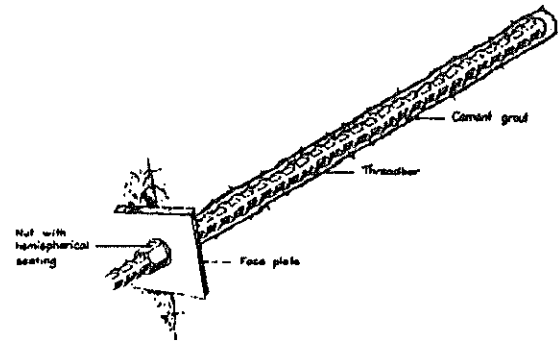


Figure 100 : Boulon à ancrage réparti, [40].

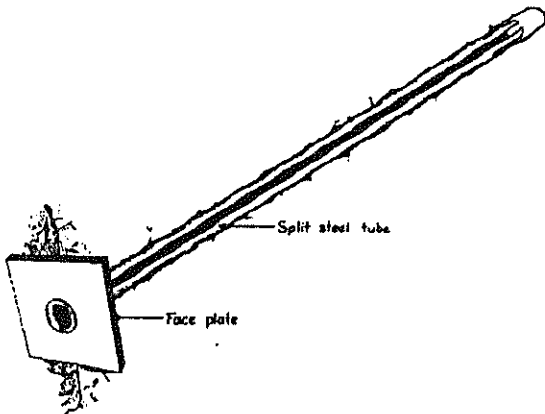


Figure 101 : Boulon Split Set, à ancrage réparti par frottement, [40].

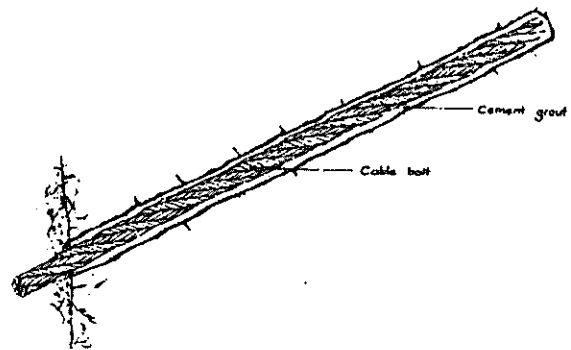


Figure 102 : Cable scellé (Flexirope), [40].

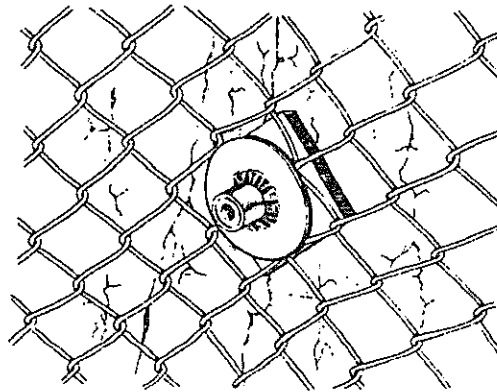


Figure 103 : Plaque d'appui et grillage, [40].

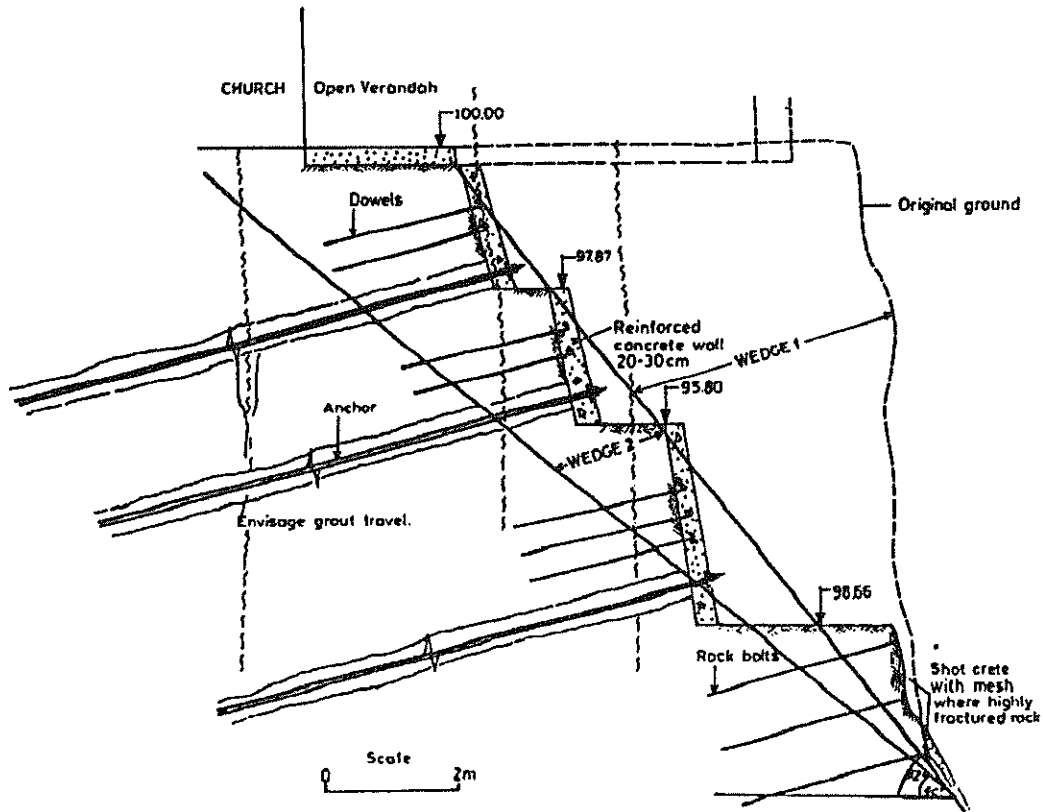


Figure 104 : Exemple de schéma de renforcement proposé pour la stabilisation de la falaise qui menace le monastère de Stravrovouni, Chypre. Ce schéma comprend notamment des murs de soutènement en béton, des boulons et des câbles d'ancrage, [18]-p.93.

### 3.7.4 Techniques de consolidation de terrain

Les techniques confortatives et de renforcement des sols et des milieux rocheux regroupent un ensemble de méthodes qui visent à améliorer la continuité du milieu et donc sa résistance initiale. Le renforcement cherche donc à donner une résistance accrue à la traction, à la compression ou à la flexion, à l'aide d'inclusions visant à recréer la continuité du milieu.

#### a. Clouage des sols

Cette technique consiste à mettre en place dans le terrain, soit par forage, soit par vibrofonçage (Jet Bolting), des inclusions métalliques (ou autres matériaux de grande résistance), afin d'améliorer la tenue d'un terrain. Dans presque tous les cas, les inclusions émergent en surface et sont reliées entre elles par une peau souple et résistante ("peau de confinement") constituée de béton projeté ou de panneaux préfabriqués.

Ils peuvent être utilisés pour stabiliser des masses en rupture potentielle comme des remblais ou des talus.

Une autre méthode de clouage, utilisée pour les masses en rupture potentielle, notamment de grand volume (versants par exemple), consiste à "planter" dans le massif, des colonnes de béton de diamètre compris entre 40 et 90 cm de façon à leur faire jouer le rôle de "clavette" et

empêcher le glissement du terrain (figure 105). Ce procédé a l'avantage d'être invisible en surface, ce qui respecte l'apparence de l'environnement.

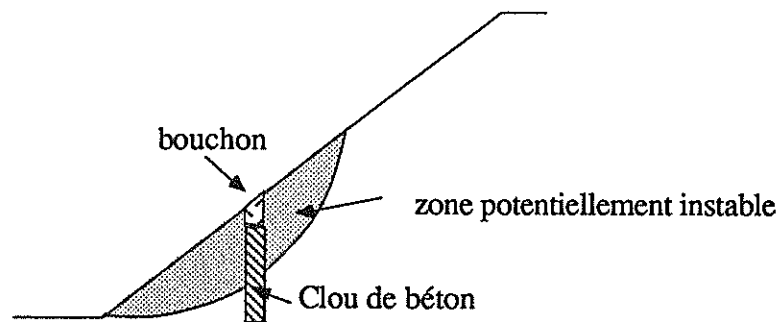


Figure 105 : Principe du clouage de masses en rupture potentielle, de grand volume.  
(Les clous sont installés en série, perpendiculairement au plan de la figure)

### b. Les pieux

Les micropieux (ou pieux injection-métal) sont de plus en plus utilisés dans le cadre des reprises en sous-oeuvre des fondations d'édifices endommagées. Ces pieux ont un diamètre inférieur à 250 mm et sont fortement armés. Ils travaillent essentiellement par frottement latéral, le scellement étant effectué par injection (résistance pouvant atteindre 200 tonnes). De tels pieux peuvent encaisser des efforts de traction et de compression et résistent bien au flambement, figure 107. Leur mise en oeuvre nécessite un outillage léger et produit peu de nuisance aux alentours, figure 106.

Les pieux battus ou coulés constituent la version moderne de la technique de la consolidation par "pilotis", largement millénaire (ville de Venise par exemple). Ce renforcement se présente sous la forme d'un réseau d'inclusions dont le maillage est généralement carré. Les pieux peuvent être en béton armé ou encore de simple colonnes balastrées battues qui présentent l'avantage de servir aussi de drains, et donc, accélèrent le processus naturel de consolidation. La force portante est comprise entre 20 et 30 tonnes.

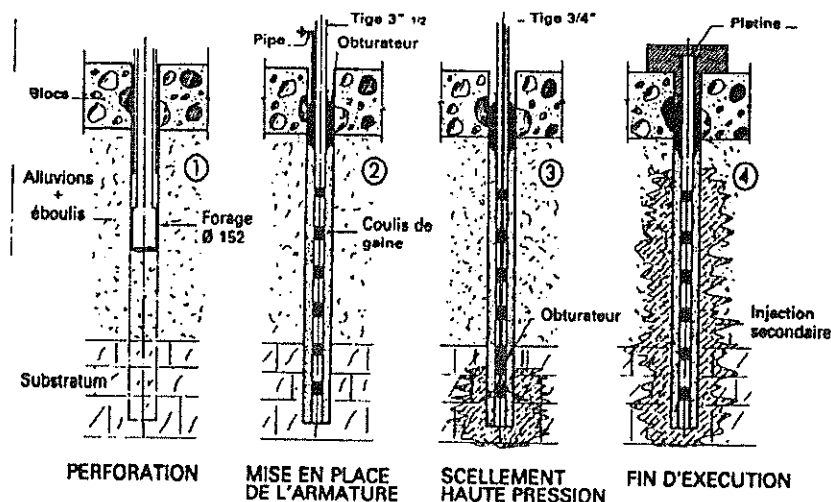


Figure 106 : Schéma de principe de la réalisation d'un pieu (entreprise Solétanche).

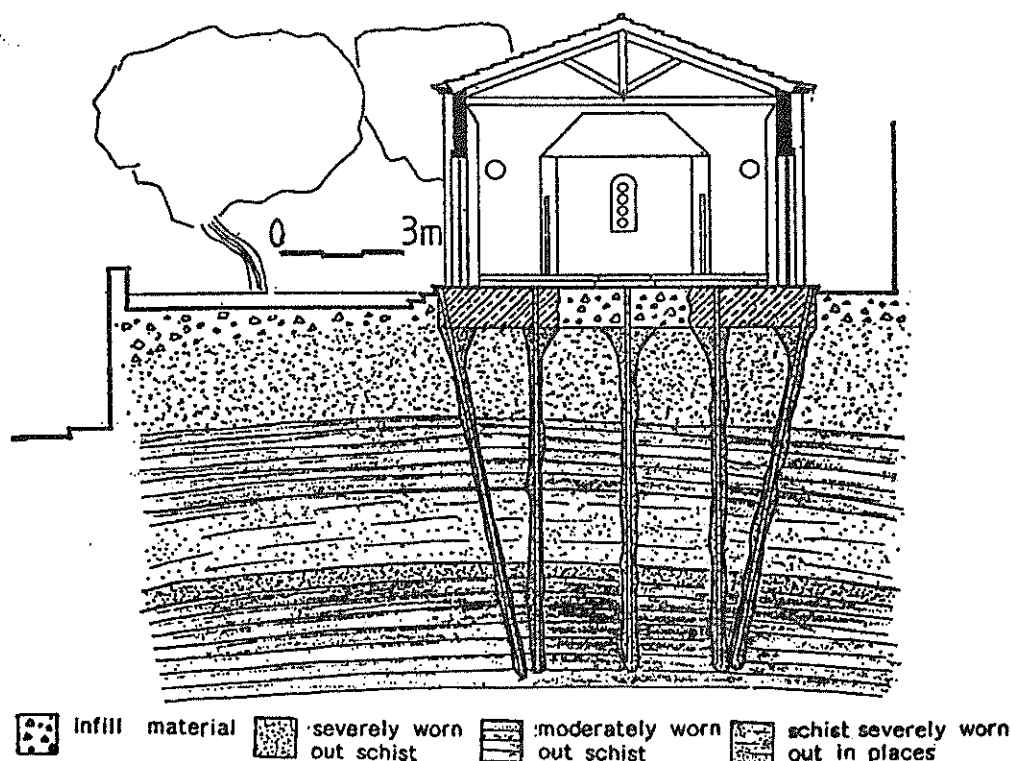


Figure 107 : Reprise en sous-oeuvre par micropieux, église de Saint Nectarios de Pefkalia, Grèce, [18]-p.373.

### c. L'injection

La technique de l'injection est de plus en plus utilisée pour la consolidation de sols meubles, des roches cohérentes fissurés, voire des maçonneries défectueuses, c'est à dire, tous les corps solides poreux et perméables. L'injection se caractérise par un remplissage sous pression des vides in situ, avec un produit plus ou moins liquide (coulis) qui se solidifie dans le temps.

Les méthodes de forage et surtout les coulis doivent être adaptés aux différents sols rencontrés, qu'il convient donc de bien connaître.

Outre le rôle de consolidation, l'injection a aussi pour but de rendre imperméables certaines parties du sol. On peut ainsi constituer des voiles étanches autour d'excavations menacées par l'eau.

L'injection est mise en oeuvre au moyen de pompes et de cannes d'injection.

### d. Le Jet-Grouting

Cette technique permet d'associer les fonctions d'un micropieux et celles de l'injection en réalisant un massif étanche et de résistance très améliorée.

On envoie, à partir d'un forage de petit diamètre et par le pied du train de tige qui a servi à faire ce trou, un jet de coulis de ciment sous haute pression (200 à 400 bars) par une ou deux buses de petit diamètre (2 à 4 mm) positionnées perpendiculairement au train de tiges. On

remonte alors le train de tiges à vitesse constante, en rotation lente. Le jet de coulis forme alors, avec le sol déstructuré, une véritable colonne de sol-ciment, du bas vers le haut (figure 108).

Cette colonne se comporte ainsi comme un micropieux de résistance élevée, et peut assurer un appui stable à une superstructure (Cour Carrée du Louvre, figure 109).

Cette technique a été utilisée notamment par les japonais pour tenter de consolider le sol de fondation de la Tour de Pise (figures 110 et 111).

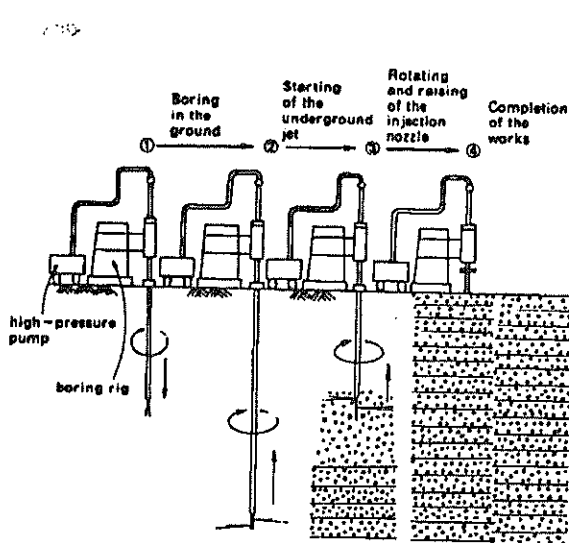


Figure 108 : Les différentes phases de la technique du Jet-Grouting, [18]-p.434.

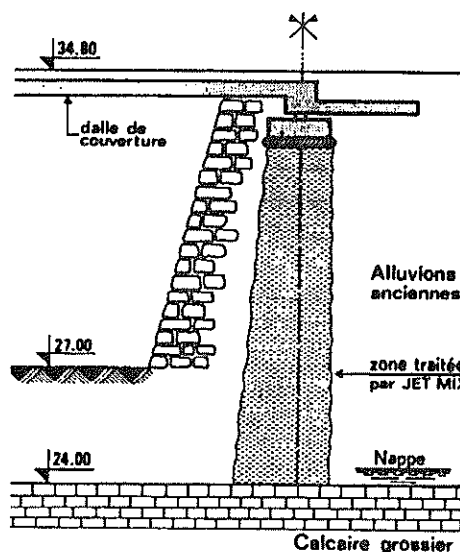


Figure 109 : Colonne de terrain consolidée et servant de fondation à une dalle ainsi que de voile d'étanchéité, Cour Carrée du Louvre, Paris, [18]-p.394.

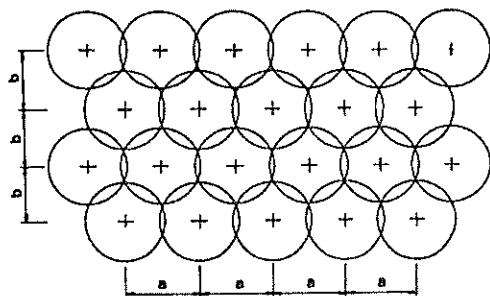


Figure 110 : Arrangement des colonnes de sols solidifiées par Jet-Grouting, Tour de Pise, [18]-p.435

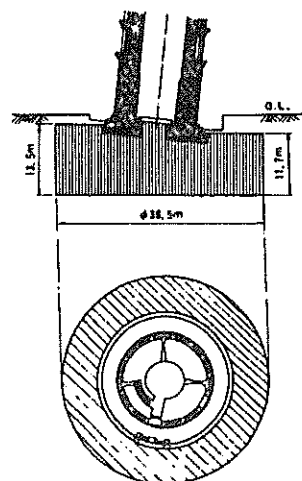
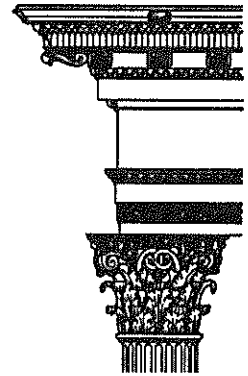


Figure 111 : Vue en coupe et plan de la zone consolidée par Jet-Grouting, Tour de Pise [18]-p.435.





# *Quatrième partie*



**CAS D'APPLICATION :  
LA CARRIERE  
DES COMBARELLES**

## 4. Cas d'application : la Carrière des Combarelles

### 4.1 Introduction

Si la carrière des Combarelles n'est pas un site historique, elle constitue néanmoins un exemple typique de cavité souterraine telle que se présentent de nombreux sites historiques souterrains (certaines tombes égyptiennes en particulier). Nous présentons donc ici, un exemple d'étude menée, en partie, selon les principes de la méthodologie exposée dans la troisième partie de ce mémoire.

La Carrière des Combarelles, située sur la commune des Eyzies-sur-Tayac, sous un talus faiblement incliné, fut exploitée par la méthode des chambres et piliers, par la Société Dargemont. Elle connaît depuis quelques années des signes de dégradation très nette apparus au niveau de certains piliers proches de l'entrée de la carrière et de sa sortie de secours. La DRIR Aquitaine et la Société Dargemont, représentée par le bureau d'études de Géoaquitaine, ont demandé au CERCHAR, une étude des phénomènes observés afin de proposer les moyens de confortement les mieux adaptés à cette situation.

La présente étude est consacrée à la modélisation de la carrière par la méthode des éléments finis, afin de rechercher les causes possibles des phénomènes rencontrés.

On rappelle d'abord la situation de la Carrière des Combarelles, ses problèmes et nous résumons les études entreprises par le CERCHAR jusqu'à maintenant. Ensuite, une première approche du problème est présentée, avec la prise en compte, dans la modélisation, de premières hypothèses concernant les causes d'instabilité de la carrière. Puis les résultats précédents sont repris afin d'orienter la recherche des causes et retrouver, si possible, par la simulation, les conditions de stabilité effectivement rencontrées sur le terrain. Les résultats de cette analyse sont alors exposés en guise de conclusion provisoire.

### 4.2 La carrière des Combarelles

On trouve, figures 112 et 113, page suivante, un plan partiel et une coupe de la Carrière des Combarelles, exploitée pour son calcaire, par la Société des Cheminées Dargemont.

#### 4.2.1 Signes d'instabilité

Lors de l'ouverture d'une issue de secours, une chambre a été recreusée, par l'exploitant, en direction du Nord, vers l'extérieur de la carrière (entre les piliers E et D). Un simple rideau de 1m d'épaisseur environ, a été laissé entre le fond de la chambre et l'extérieur, dans lequel, l'issue de secours a été percée (sur les 2/3 de la largeur du rideau). Un mois après cette opération (fin août 85), des premières fissures sont apparues sur le pilier D et la semaine suivante sur le pilier E. Puis, jusqu'à juin 88, d'autres fissures ont été répertoriées sur les deux premières rangées de piliers proches de l'entrée (aucune fissure dans le massif).

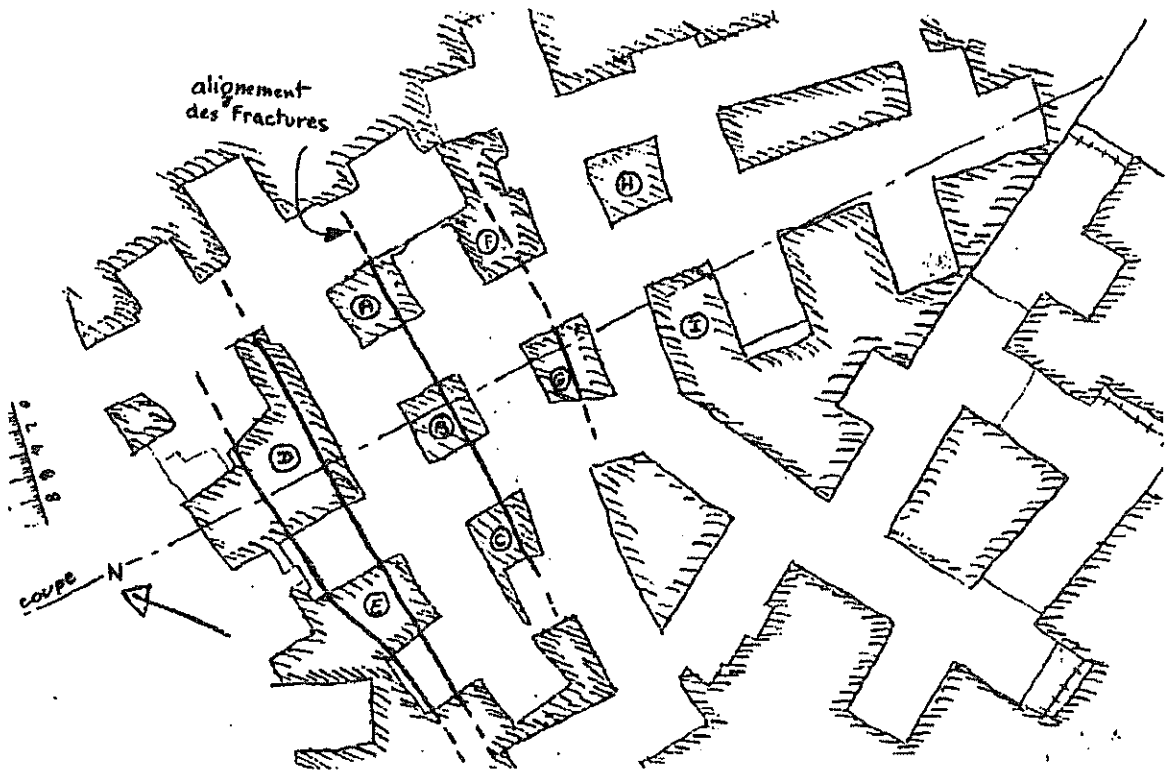


Figure 112 : Plan de la Carrière des Combarelles

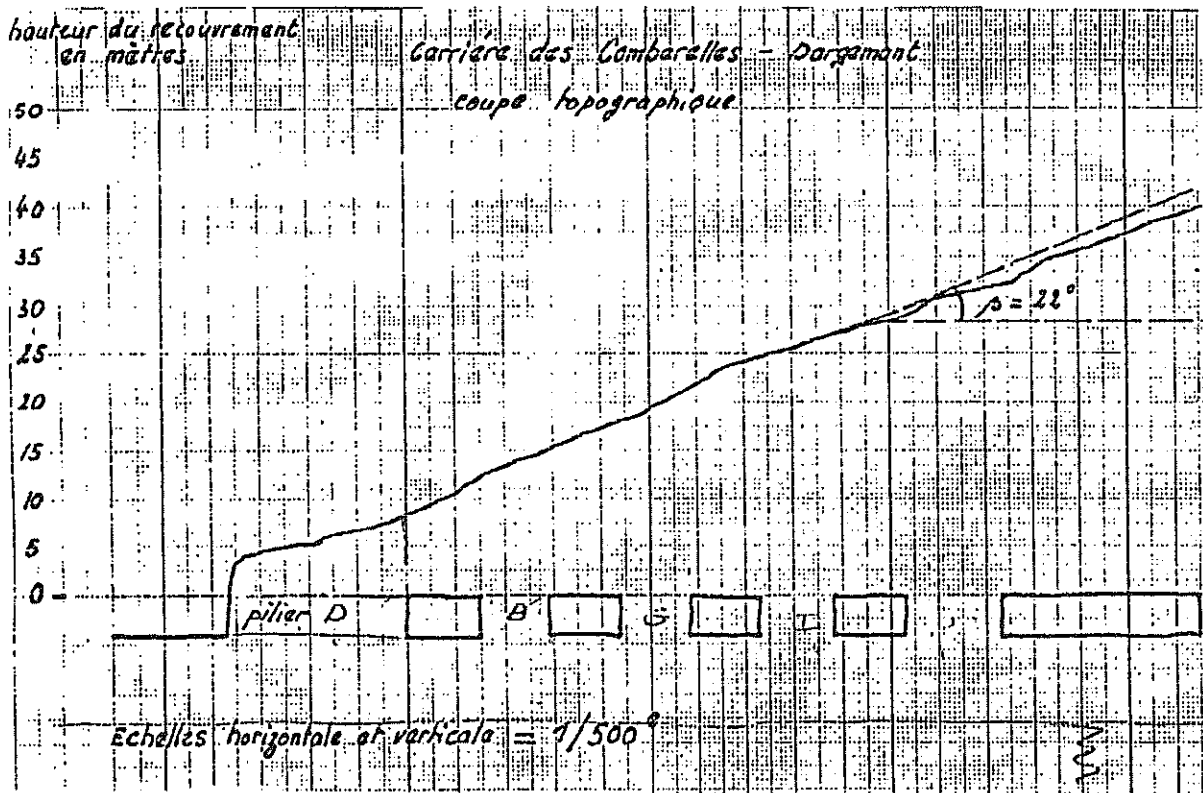


Figure 113 : Vue en coupe de la carrière

En novembre 88, le Cerchar a relevé, de plus, une amorce de fissure sur le pilier F de la troisième rangée (le pilier G étant lui aussi affecté).

L'attention fut notamment portée sur le fait que toutes les fissures faisaient un angle de 50° environ avec la verticale. L'apparition successive des fissures, ainsi que la variation possible de leur ouverture, semblerait donc prouver l'existence d'un phénomène évolutif.

#### 4.2.2 Travaux de reconnaissance

Pour mieux cerner les problèmes, le Cerchar a procédé aux travaux suivants :

- des sondages inclinés dans les terrains sous-jacents pour détecter d'éventuelles cavités<sup>1</sup> ;
- des relevés endoscopiques pour observer l'état des fissures ;
- l'installation d'un système de surveillance simple des fissures pour apprécier leur évolution ;
- des prélèvements d'échantillons de terrains afin d'évaluer le comportement des piliers ;
- des mesures de contraintes au vérin plat pour connaître le comportement réel de la carrière.

#### 4.2.3 Premiers résultats

L'analyse des travaux de reconnaissance effectués a montré que :

- la formation inférieure semble relativement homogène et uniquement constituée de calcaire ; au niveau -10 m apparaît une zone humide et le niveau de la nappe phréatique semble se situer à -13 m ; aucune cavité n'a été détectée ;
- l'examen endoscopique a fait apparaître un décollement des piliers par rapport au toit ; de plus les fractures ne semblent pas affecter le toit<sup>2</sup> ;
- la surveillance des fissures est en cours d'analyse et n'avait mis en évidence, en décembre 88, que des mouvements faibles certainement liés aux variations de températures et au phénomène de "respiration" des fractures,
- les essais effectués sur les échantillons prélevés ont donné, en moyenne, pour le banc le plus tendre, les résultats suivants :

module d'Young,	$E = 50000 \text{ bars (5200 MPa)}$
limite élastique,	$R_e = 98 \text{ bars (9,8 MPa)}$
résistance à la compression	$R_c = 124 \text{ bars (12,4 MPa)}$
résistance à la traction (indirecte)	$R_t = 7,8 \text{ bars (0,8 MPa)}$

- les mesures au vérin plat ont donné :

$\sigma_1 = 26 \text{ bars (2,6 MPa)}$  ;  $\sigma_2 = -7,5 \text{ bars (0,75 MPa)}$ <sup>3</sup> pour le pilier le plus critique (le pilier G)  
 $\sigma_1$  fait un angle de 42° avec la verticale, pour tous les piliers.

<sup>1</sup> karsts, grottes, exploitations sous-jacentes.

<sup>2</sup> ces observations sont confirmées visuellement.

<sup>3</sup>  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont respectivement, les contraintes principales majeures et mineures.

L'observation de ces résultats a permis de schématiser l'observation faite par la figure suivante (figure 114).

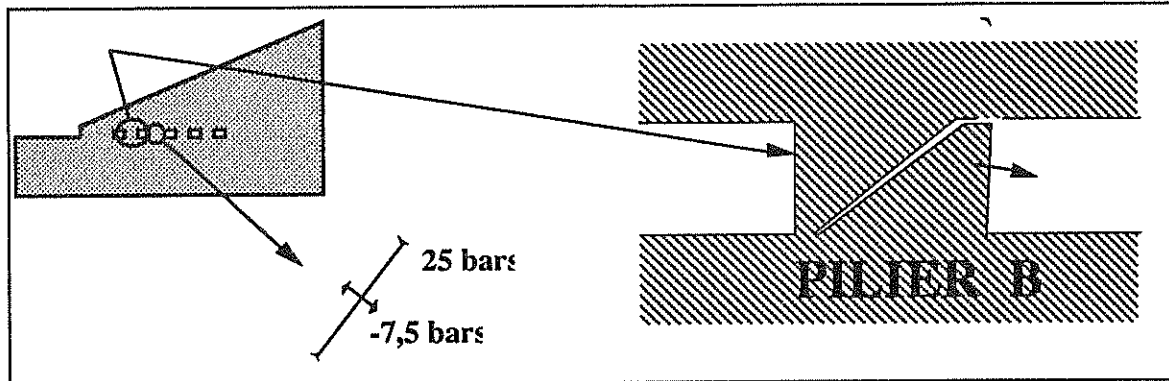


Figure 114 : Schéma simplifié résumant les observations faites sur le terrain

#### 4.2.4 Premières conclusions

A la suite de ces résultats et des différents calculs de coefficients de sécurité et de contraintes dans les piliers à partir notamment des mesures in situ, il a été conclu<sup>4</sup> que "la simple mise en charge axiale des piliers en compression due au défruitement résultant de l'exploitation ne peut pas expliquer entièrement la fracturation mécanique des piliers". Le mode de rupture des piliers ne semble pas correspondre effectivement à un mode de rupture classique en compression simple. Concernant ce mode de rupture, il a été d'abord envisagé qu'il s'agissait d'une rupture "de type cisaillement" nécessitant l'existence d'une composante horizontale de charge, mais, la mesure des contraintes in situ indiquant des contraintes principales majeures et mineures respectivement parallèles et perpendiculaires au plan des fissures (à 8° près), l'hypothèse d'une rupture "par traction" serait peut-être plus justifiée<sup>5</sup>. Pour faciliter la compréhension de ces hypothèses, la figure 115 indique les différents modes de rupture tels qu'ils apparaissent sur la construction du cercle de Mohr.

#### 4.2.5 Premières hypothèses

Le phénomène responsable de la fracturation n'étant pas facilement identifiable, différents processus ont été imaginés et notamment :

- un important effet de bord, dû à l'élévation rapide du recouvrement de la falaise se traduisant par une force d'attraction vers le vide,
- une instabilité générale du côteau, développée par le jeu d'une fracturation naturelle importante ou un effet de fluage de terrains sous-jacents plus plastiques.

<sup>4</sup> rapport interne au CERCHAR de Tritsch, Watelet et Pignon du 21 décembre 1988. Ref: GAI-JTr-LMw/JS - 88 (1)-98 71-1884/01 et calculs de contraintes principales fait par Tritsch, à partir des mesures au vérin plat.

<sup>5</sup> la contrainte mineure étant ici une contrainte de traction et étant, de surcroit, perpendiculaire aux fissures pourrait être responsable de la rupture de la roche.

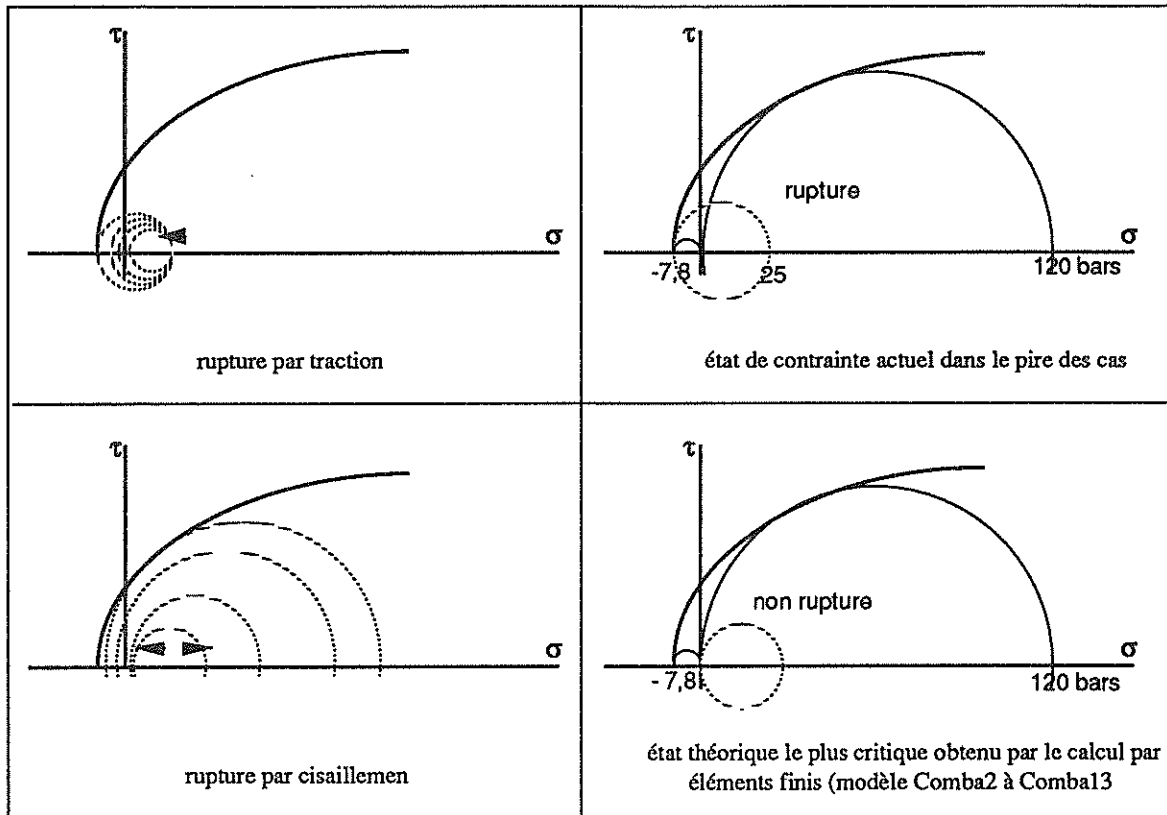


Figure 115 : Cercles de Mohr et différents modes de rupture

#### 4.2.6 Premières recommandations

En conséquence des études qui lui ont été confiées, le Cerchar a jugé important d'étudier de façon plus approfondie les mécanismes qui peuvent mettre en jeu les mouvements constatés, notamment en utilisant des méthodes de modélisations numériques comme celles des "éléments finis". De plus, il est apparu nécessaire de faire le suivi des mesures extensométriques dont on pourrait tirer des enseignements au fil du temps. Enfin, le Cerchar a préconisé un confortement provisoire de la zone des piliers fissurés, en confectionnant notamment des piliers de renfort, et en cimentant les infractuosités et cavités quelconques. Puis, si cela s'avérait nécessaire, des piliers de renforcement plus nombreux pourraient être installés ou les piliers fissurés pourraient être brochés par boulonnage ou tirants perpendiculaires aux plans des fractures mécaniques.

Le chapitre suivant présente donc l'analyse de la Carrière des Combarelles par la méthode des éléments finis telle qu'elle a été recommandée par le Cerchar.

### 4.3 Modélisation : première approche

#### 4.3.1 Introduction

Etant donnée l'incertitude qu'il y a à déterminer l'origine des phénomènes rencontrés dans la carrière des Combarelles, la première approche que l'on peut adopter pour la résolution

numérique est de simuler tout type de phénomènes qui, sans être farfelus, pourraient expliquer l'état de contraintes effectivement rencontré. Après quelques éléments de présentation, les différents modèles sont proposés et leur résultats analysés.

#### 4.3.2 La méthode des éléments finis

De façon très schématique, on peut présenter la méthode des éléments finis de la façon suivante<sup>6</sup> :

*La méthode des éléments finis permet de calculer à l'aide de l'ordinateur, l'état de contraintes, les déformations et les déplacements en différents points d'une structure préalablement découpée en petits éléments de géométrie simple (en l'occurrence des quadrilatères). Une fois ce découpage ou "maillage" réalisé, des grandeurs caractéristiques telles que modules d'Young, densité, coefficient de Poisson sont attribuées à chaque élément. Il reste à solliciter l'ensemble du modèle en imposant des déplacements ou des forces, d'amplitudes fixées, à certains points du maillage (certains noeuds). Pour effectuer le calcul des déplacements (aux noeuds) et des contraintes (aux noeuds ou aux centres de gravité des éléments), il est nécessaire d'admettre une loi de comportement pour le matériau (dans notre cas, l'élasticité linéaire) .*

#### 4.3.3 Le logiciel - les données générales

Le logiciel utilisé est ANSYS<sup>7</sup> . Le modèle a été réduit à environ 1000 éléments pour des raisons de rapidité, ce qui est assez peu pour un ensemble comportant 5 cavités, un talus et couvrant une surface d'environ 170 x 50 m<sup>2</sup>, mais il nous importait surtout d'observer des phénomènes plutôt que d'obtenir des résultats très précis.

##### a. Les données

- La coupe représentée figure 113 est orientée NW-SE, c'est à dire dans la direction aval-amont. Sa trace est indiquée sur la figure 112 . Cette coupe donne la géométrie simplifiée du modèle utilisé (figures 116 et 117).

- Les caractéristiques du calcaire utilisées pour le calcul sont les suivantes :

Au toit :	E = 60000 bars	D = 2,3	$\nu = 0,3$ (coefficient de Poisson par défaut)
Dans les piliers :	E = 50000 bars	D = 2,3	$\nu = 0,3$
Au mur :	E = 60000 bars	D = 2,3	$\nu = 0,3$

- Pour simuler une chambre avec piliers en deux dimensions, on surcharge les piliers en multipliant la densité des terrains sus-jacents par un facteur prenant en compte le taux de défrètement<sup>8</sup> (ici, on multiplie par 2,3 donc au toit,  $D = 2,3 \times 2,3 = 5,3$ ).

- Le modèle est chargé par le poids des terrains et par les conditions aux limites (déplacement nul ou forces de pression appliquées aux frontières du modèle).

<sup>6</sup> d'après NIANGOULA, 1981, Thèse: Contribution à l'étude de la stabilité d'une ancienne exploitation de sel gemme par chambres et piliers abandonnés.

<sup>7</sup> Ce logiciel est une marque déposée de Swanson Analysis Systems, Inc., USA, Houston.



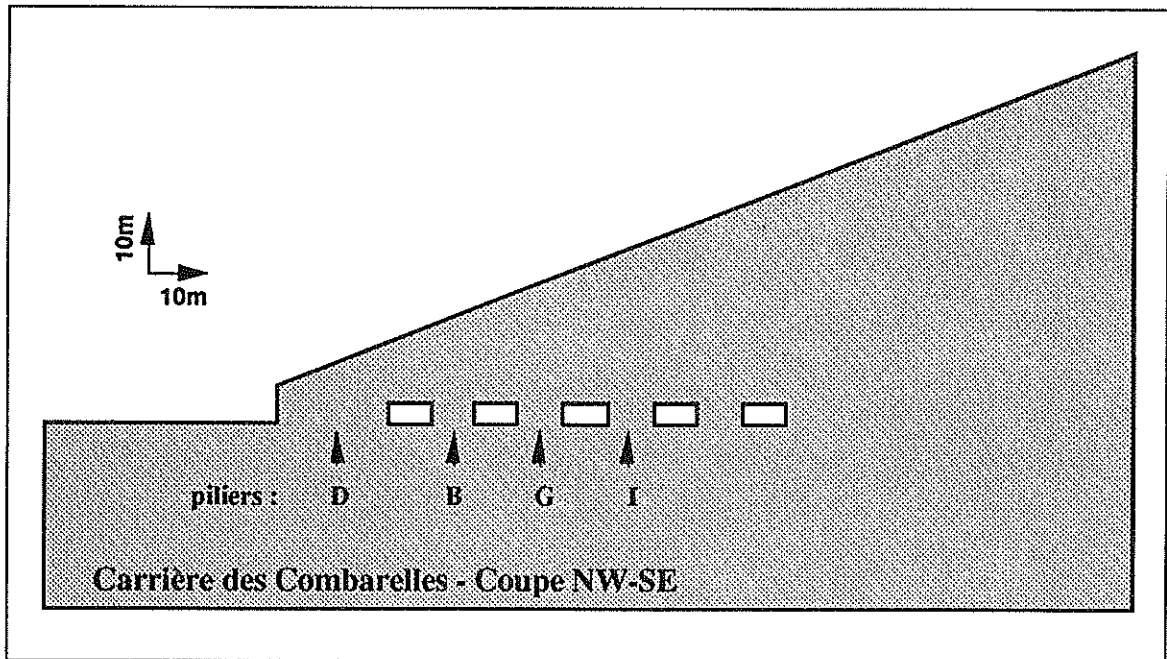


Figure 116 : Coupe (simplifiée) du modèle

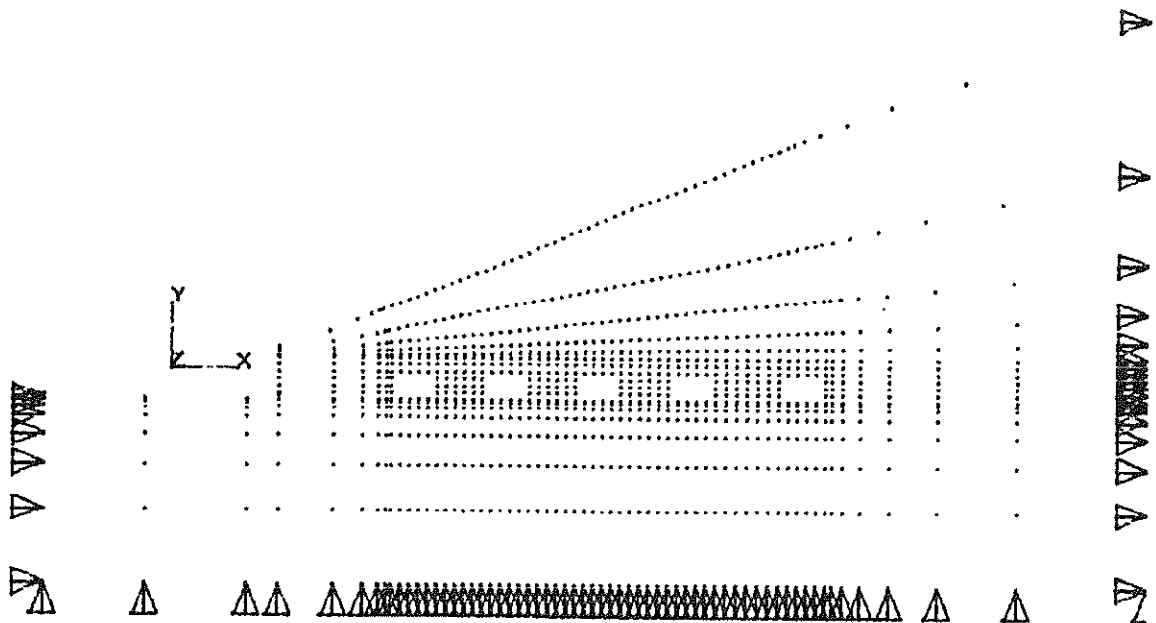


Figure 117 : Noeuds du maillage (Sortie graphique d'ANSYS)

*b. Le calcul*

Le calcul repose sur la théorie de l'élasticité linéaire, le matériau (ici, le calcaire) étant considéré comme homogène, isotrope, continu et élastique. Il est fait en déformation plane.

### c. Remarques

- Les résultats sont indicatifs, il peuvent seulement aider à interpréter certains phénomènes.
- Les mesures au vérin plat ont été faites sur des piliers fracturés et sur le pilier H non fracturé, elles montrent donc, dans chaque pilier fracturé, un écart de contrainte de part et d'autre de la fracture, la partie aval des piliers supportant désormais une plus grande partie de la charge verticale.
- La fracturation des piliers est apparue progressivement. Elle a d'abord affecté le pilier D en 2 endroits, puis successivement les piliers B et G (on ne s'intéresse ici qu'à la coupe étudiée). Cette fracturation est apparue lors de l'ouverture opérée entre les piliers D et E.

Ces deux phénomènes n'ont pas été pris en compte dans la modélisation.

#### 4.3.4 Les différents modèles (figure 118)

Dans cette première approche, 3 types de modèles ont été étudiés :

- avant d'essayer d'expliquer la fracturation des piliers, on a tenté de comprendre le processus de formation successive des fractures affectant d'abord le pilier D, puis les piliers B et G. Pour cela, on a supposé le pilier D fracturé en lui donnant des caractéristiques mécaniques affaiblies (module d'Young divisé par 25<sup>8</sup>) (modèle Comba4) ;
- le deuxième type de modèle tente de simuler le fluage ou le déplacement relatif de la partie supérieure du massif incluant les cavités par rapport à la partie inférieure, en laissant libre les déplacements sur une limite du modèle ou en introduisant des poussées latérales (modèles Comba5, Comba6, Comba8, Comba10, Comba12) ;
- le troisième type de modèle (Comba13) simule l'existence d'une couche de terrain plutôt "mou" située au niveau (-13m) et correspondant ainsi au niveau probable de la nappe phréatique. Le module d'Young de cette couche a été pris 10 fois inférieur à celui du terrain environnant.

Pour valider un tant soit peu le calcul, on a comparé les valeurs de contraintes verticales fournies par le logiciel avec les calculs analytiques simples donnant

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma z && \text{quand il n'y a pas de cavités (à comparer avec le modèle Comba3)} \\ \sigma_v &= \gamma z / (1-\tau) && \text{quand on tient compte du taux de défrètement (\tau) (comparer avec le modèle Comba2).} \end{aligned}$$

De plus, ces deux modèles nous permettront d'observer l'influence des cavités sur la répartition des contraintes au niveau des piliers.

---

<sup>8</sup> cette valeur est arbitraire mais suffisamment forte pour affaiblir considérablement le pilier

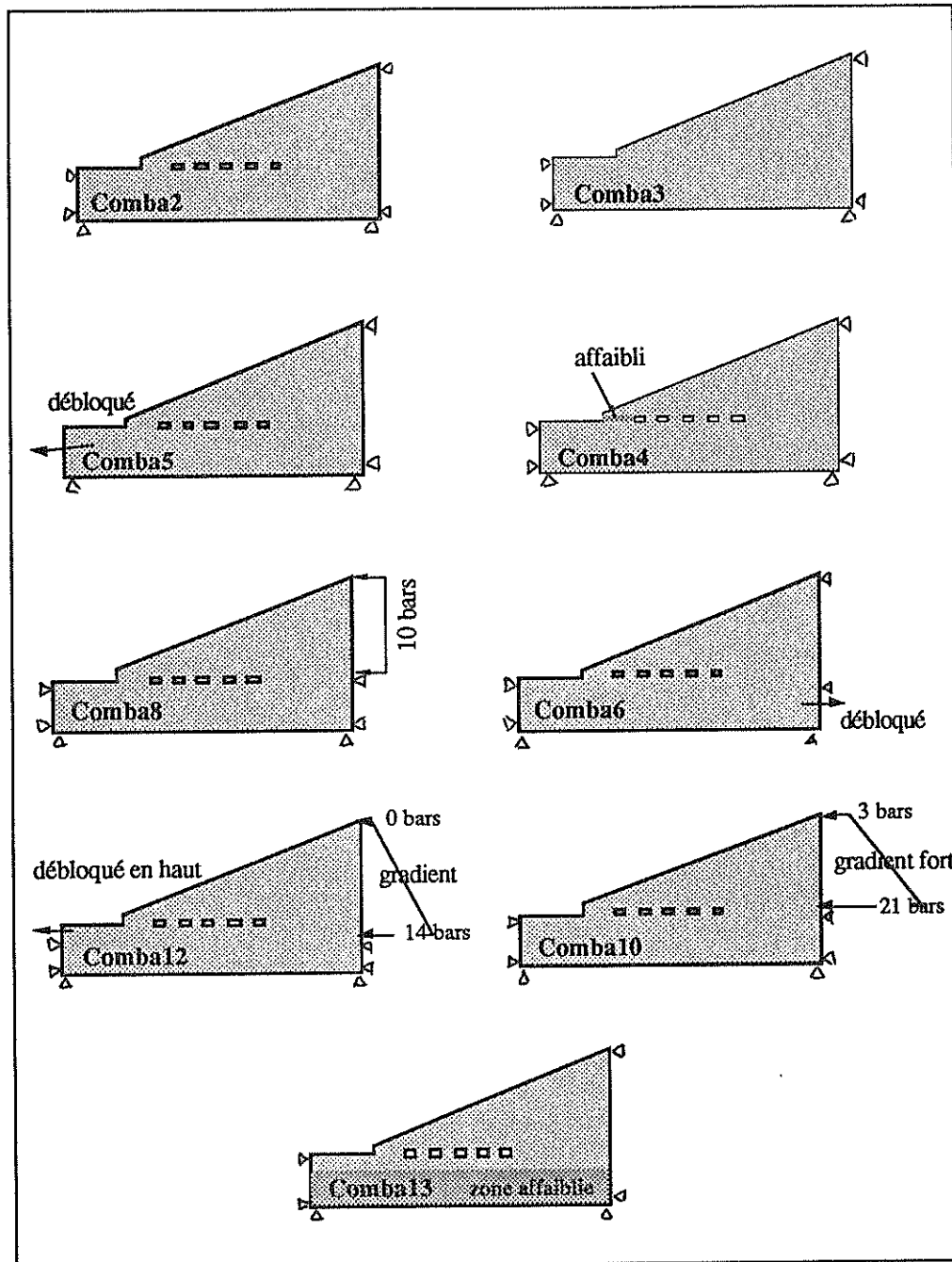


Figure 118 : Les différents type de chargement (première approche)

#### 4.3.5 Interprétation des résultats

##### a. Résumé des calculs analytiques ("Observé")

A partir des mesures réalisées au vérin plat, un calcul analytique simple (diagramme de Mohr) a permis de déterminer approximativement, dans chaque pilier, la valeur et la direction des contraintes principales. Ces résultats interviennent dans les graphes sous le nom de "Observé". On remarquera que ce calcul a donné une direction de la contrainte principale majeure inclinée de  $42^\circ$  par rapport à la verticale dans tous les piliers, ce qui correspond à peu

près à l'inclinaison des fractures observées (50°) et ce qui a fait penser à un mécanisme de rupture par traction de type Griffith (figure 4).

### b. Notations

On a choisit de résumer l'étude entreprise par la comparaison des contraintes majeures au centre des piliers D, B et G en termes de module et de direction. Dans les graphes présentés ci-dessous, les ordonnées sont graduées en bars ou en degrés et on trouve en abscisses, successivement :

1°	$\alpha_D$ (alphaD)	$\alpha_B$ (alphaB)	$\alpha_G$ (alphaG)
2°	$\sigma_{1D}$ (sigma1D)	$\sigma_{1B}$ (sigma1B)	$\sigma_{1G}$ (sigma1G)
3°	$\sigma_{2D}$ (sigma2D)	$\sigma_{2B}$ (sigma2B)	$\sigma_{2G}$ (sigma2G)

$\sigma_1$  est la contrainte principale majeure,  $\sigma_2$  est la contrainte principale mineure et  $\alpha$  est l'angle que fait la contrainte principale majeure avec la verticale (compté positivement dans le sens des aiguilles d'une montre) (figure 119)

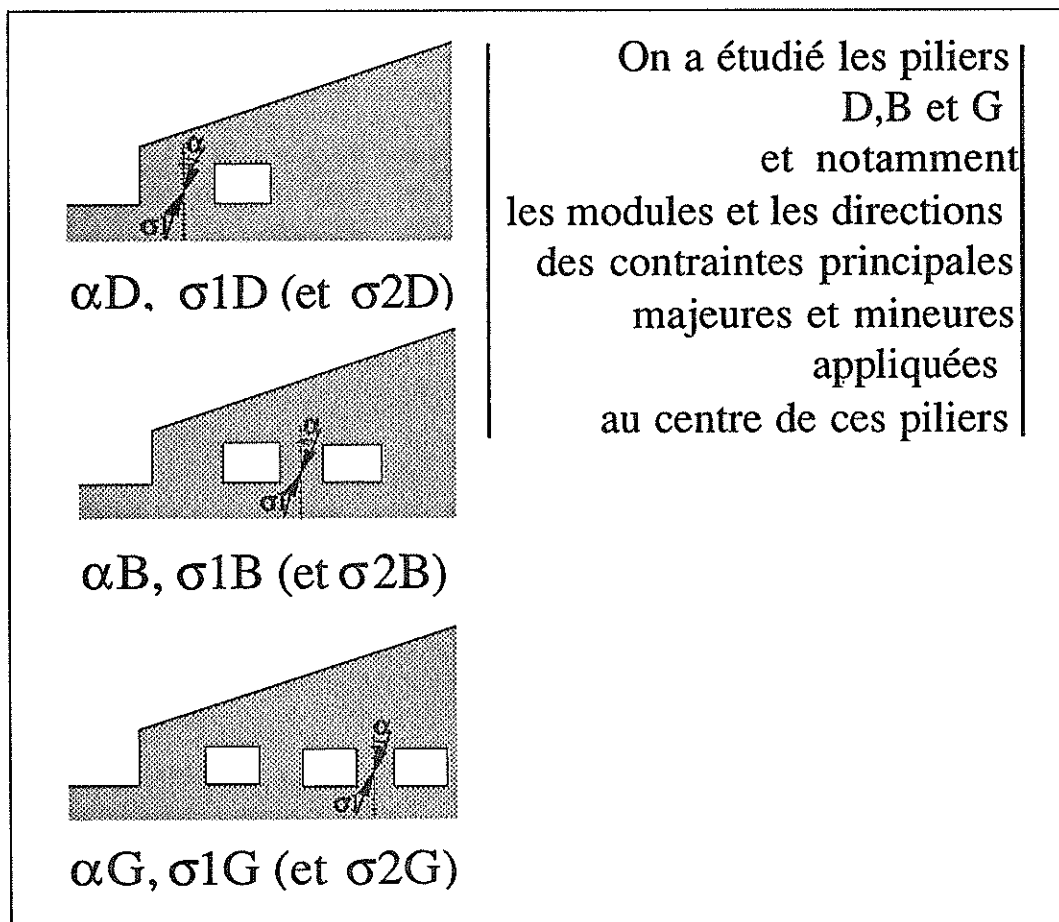


Figure 119 : Notations

### c. Remarque

Au cours de l'interprétation, l'observation des directions de contraintes nous a paru toujours plus importante que celle de leurs modules. En effet, les modules dépendent plutôt des caractéristiques et du comportement du matériau qui sont, ici, très approximatifs (matériau pas vraiment élastique,...), tandis que les directions de contraintes dépendent plutôt de la géométrie du modèle et du type de chargement (donc de phénomène) pris en compte.

#### d. Validité des résultats

Le graphe de la figure 120 montre que les calculs effectués par la méthode des éléments finis sont compatibles avec les lois de base de la mécanique des roches en ce qui concerne les contraintes verticales, à savoir :

$\sigma_v = \gamma z$  quand il n'y a pas de cavités, à comparer avec le modèle "Comba3".  
 $\sigma_v = \gamma z / (1-\tau)^9$  dans les piliers après création des cavités, à comparer avec "Comba2".

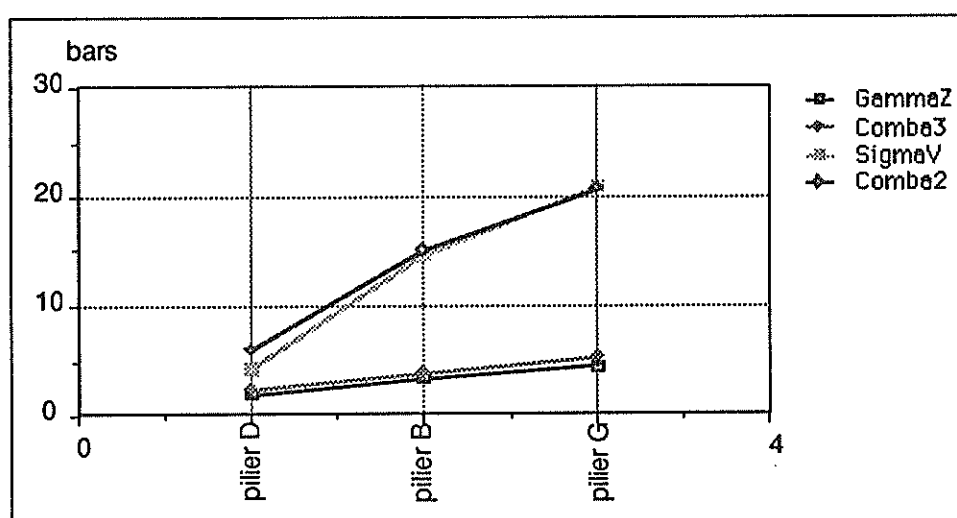


Figure 120 : Validité des résultats

#### e. Influence des cavités (Comba2)

Le modèle "Comba3" donne la répartition classique des contraintes sous un talus formé d'un matériau élastique. L'introduction des cavités change la direction et la valeur des contraintes dans les piliers comme l'illustre la figure 121.

En terme de directions de contraintes, on observe tout d'abord que seul le pilier D présente une similitude avec le calcul analytique (42° pour Comba3, 39° pour Comba2 et 42° pour Observé). Pour les autres piliers, la contrainte majeure est inclinée d'environ 15° par rapport à la verticale s'il n'y a pas de cavités, la création des cavités faisant se redresser plus encore cette contrainte<sup>10</sup> (on s'éloigne donc des valeurs observées).

<sup>9</sup> ici,  $\tau$  est le taux de défrètement maximal de la carrière,  $1/(1-\tau)$  est le facteur de portance associé

<sup>10</sup> Ce phénomène est dû au report de charge à peu près verticale sur les piliers

En terme de modules des contraintes majeures, les valeurs obtenues par le modèle "Comba2" sont du même ordre de grandeur que celles calculées à partir des mesures au vérin plat ("Observé"), mais sont légèrement inférieures. Par contre, en terme de modules des contraintes mineures, le modèle ne fait pas apparaître de traction contrairement au cas "Observé".

Le modèle "Comba2" explique donc l'inclinaison de  $42^\circ$  de la direction principale majeure avec la verticale, dans le pilier D uniquement, mais, ne faisant apparaître ni de traction dans la direction principale mineure, ni même une diminution de contrainte dans cette direction par rapport à "Comba3" (pas de déconfinement), on ne peut, a priori, justifier l'hypothèse d'une rupture par traction de ce pilier.

Pour les autres piliers, une rupture par traction ne peut être expliquée. Une rupture par cisaillement serait plus probable, mais les valeurs de contraintes restent très en deçà des limites de résistance théoriques des piliers (figures 4).

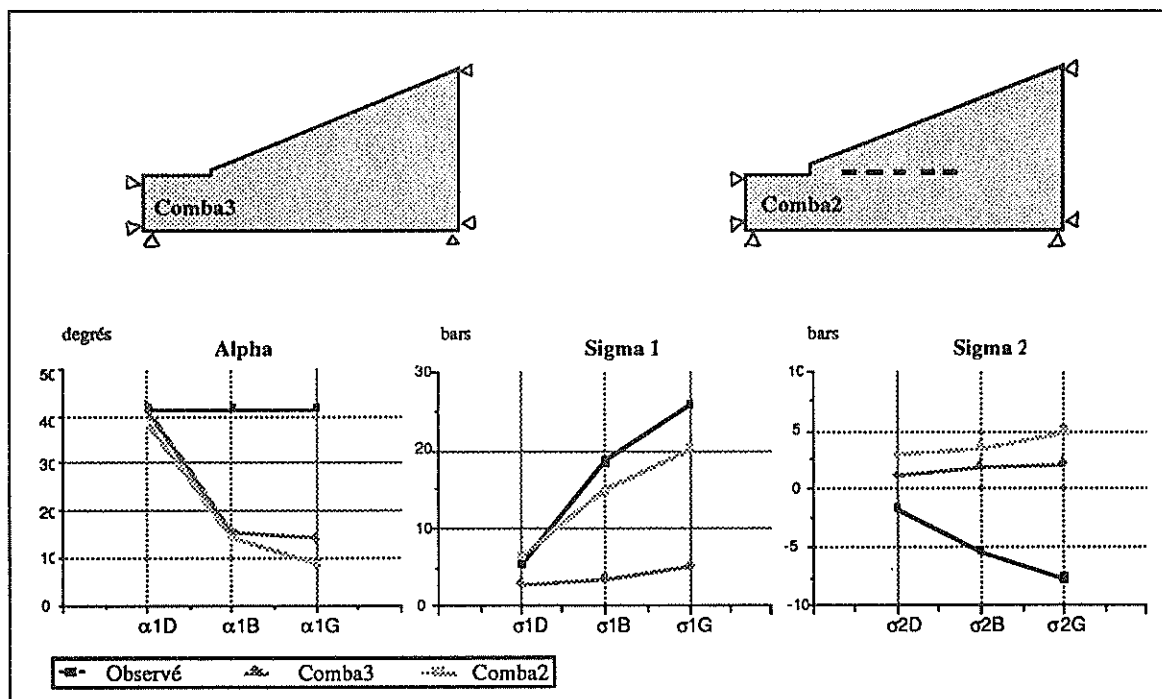


Figure 121 : Résultats de Comba3 et Comba2

Pour tenter de faire apparaître des tractions dans les piliers ou pour essayer de faire pivoter les contraintes principales dans les piliers B et G, nous avons modifié le modèle des façons suivantes :

#### *f. affaiblissement du pilier D (Comba4)*

Pour simuler un éventuel mécanisme dynamique (la rupture du pilier D entraînant celle des piliers B, puis G), nous avons affaibli le pilier D en lui affectant un module d'Young de 2000 bars (au lieu de 50000) et nous avons observé les piliers B et G. Les résultats obtenus sont rassemblés dans le graphe de la figure 122.

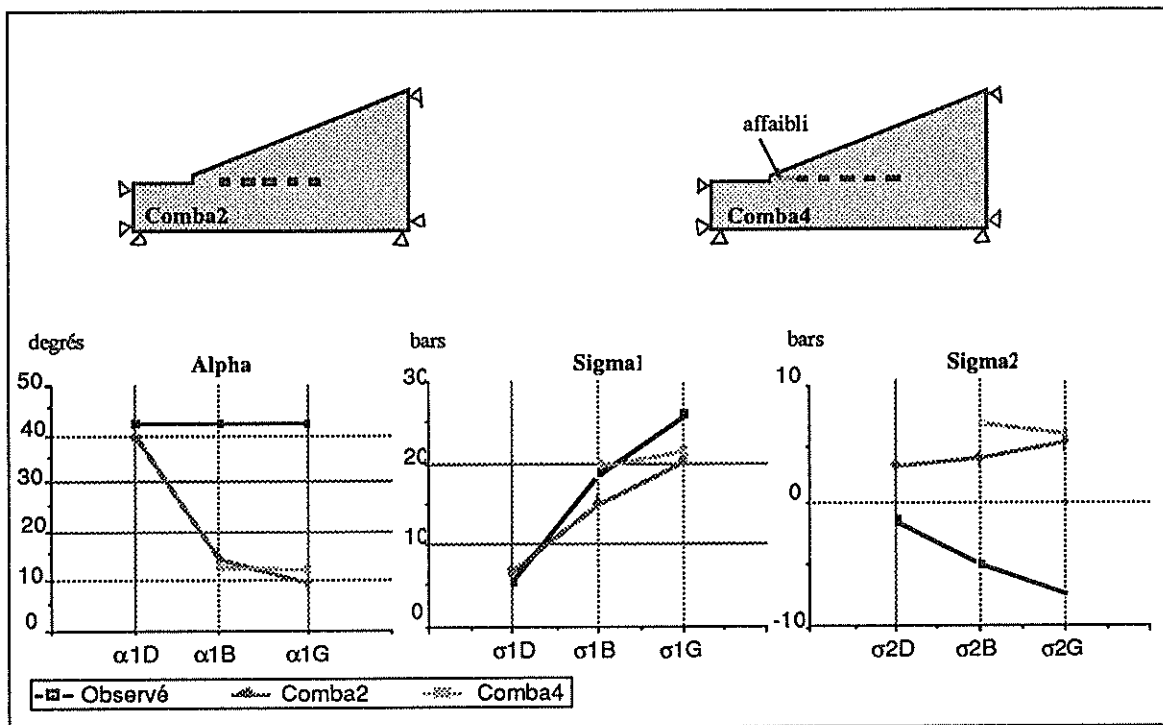


Figure 122 : Résultats de Comba4

On observe une faible modification des conditions de charge des piliers B et G. Les contraintes majeures augmentent (piliers plus chargés), les contraintes mineures aussi (piliers plus confinés, au centre), et la légère rotation des directions principales (par rapport à "Comba2") n'apportent pas de résultats nouveaux.

Donc, si la fracturation du pilier a joué un rôle dans celle des piliers B et G, soit la technique de simulation utilisée ne peut en rendre compte, soit elle ne peut expliquer seule le phénomène.

*g. glissement éventuel ou fluage (Comba5 et Comba6)*

Un autre phénomène envisageable est :

- soit le glissement de tout l'ensemble du massif vers l'aval (la gauche sur le modèle)
- soit le glissement d'une partie du massif sur une autre.

Dans le premier cas, simulé par "Comba5", nous avons laissé libre la limite "gauche" du modèle, de façon à permettre au terrain de se déplacer dans cette direction (glissement ou fluage). Les résultats de cette modélisation (figure 123) font apparaître des tractions (néanmoins faibles : -0,2 bars) dans le pilier D, ce qui est intéressant, mais ces tractions s'opèrent dans une direction inattendue (+74,4°) qui correspond à un plan de rupture par traction faisant un angle de -15,6° avec la verticale (au lieu de +39°). Les directions principales sont donc très différentes des directions "Observées" et les valeurs des contraintes principales sont, de toutes façons, très inférieures aux conditions de rupture théoriques (figures 115).

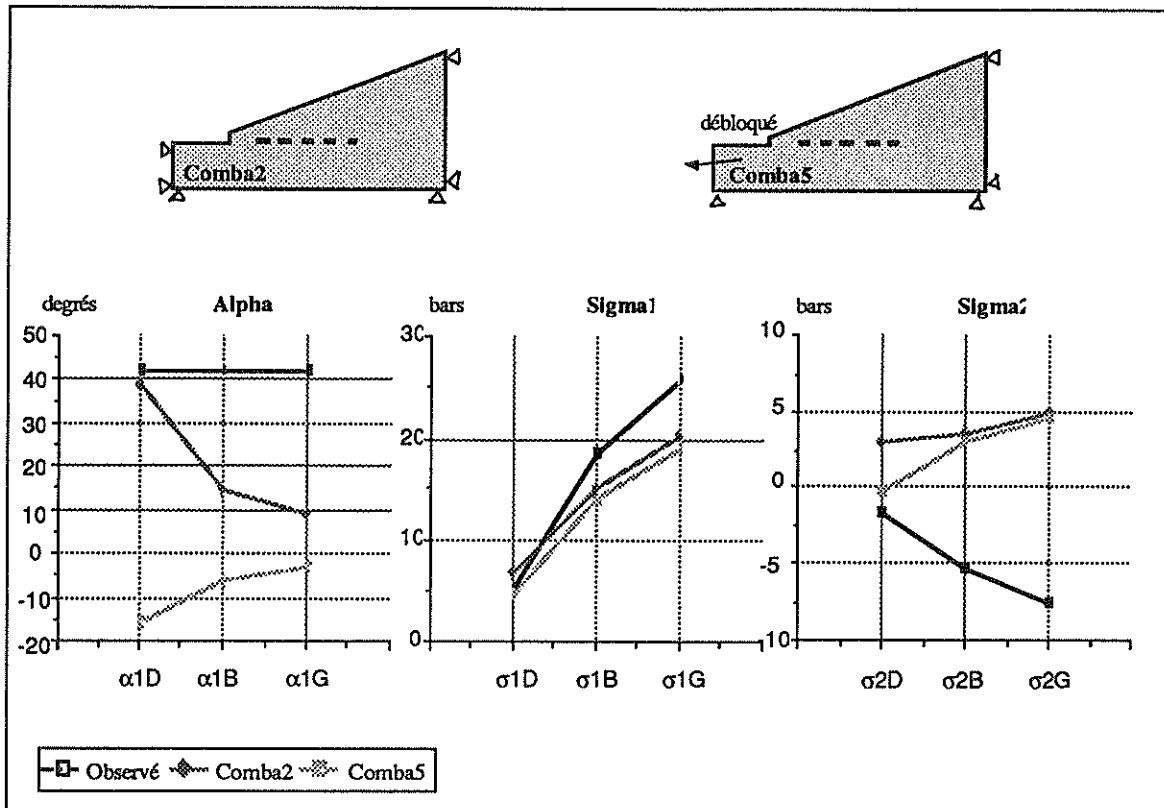


Figure 123 : Résultats de Comba5

Dans le deuxième cas, simulé par “Comba6”, en débloquent la limite inférieure droite du modèle, on modélise une possibilité de glissement relatif, vers la droite, de la partie inférieure par rapport à la partie supérieure ce qui revient (en théorie) à modéliser un glissement relatif, vers la gauche, de la partie supérieure (comprenant les cavités) par rapport à la partie inférieure (glissement vers l’aval de l’ensemble “versant + cavités”). Mais dans ce cas, on observe peu de modifications dans les résultats par rapport au modèle “Comba2” (seulement une légère rotation des contraintes dans les piliers), voir figure 124.

#### *h. simulation d’une poussée latérale.*

Au lieu de laisser glisser une partie du modèle sous son propre poids, ce qui donne un mouvement faible étant donnée la profondeur, on s’est proposé ensuite d’accentuer volontairement ce phénomène en exerçant une poussée sur la droite du modèle.

Pour se faire, nous avons étudié 3 chargements différents :

- une poussée uniforme, vers l’aval, appliquée sur la partie supérieure du modèle (banc des cavités inclus), (“Comba8”).
- une poussée en gradient appliquée de la même manière (“Comba10”).
- une poussée en gradient appliquée jusqu’au niveau -13 m environ (correspondant à une zone de terrain humide) accompagnée d’une possibilité de déplacement vers l’aval de la limite gauche du modèle, jusqu’à même niveau.

Les résultats de ces modèles sont rassemblés sur le graphe suivant (figure 125).



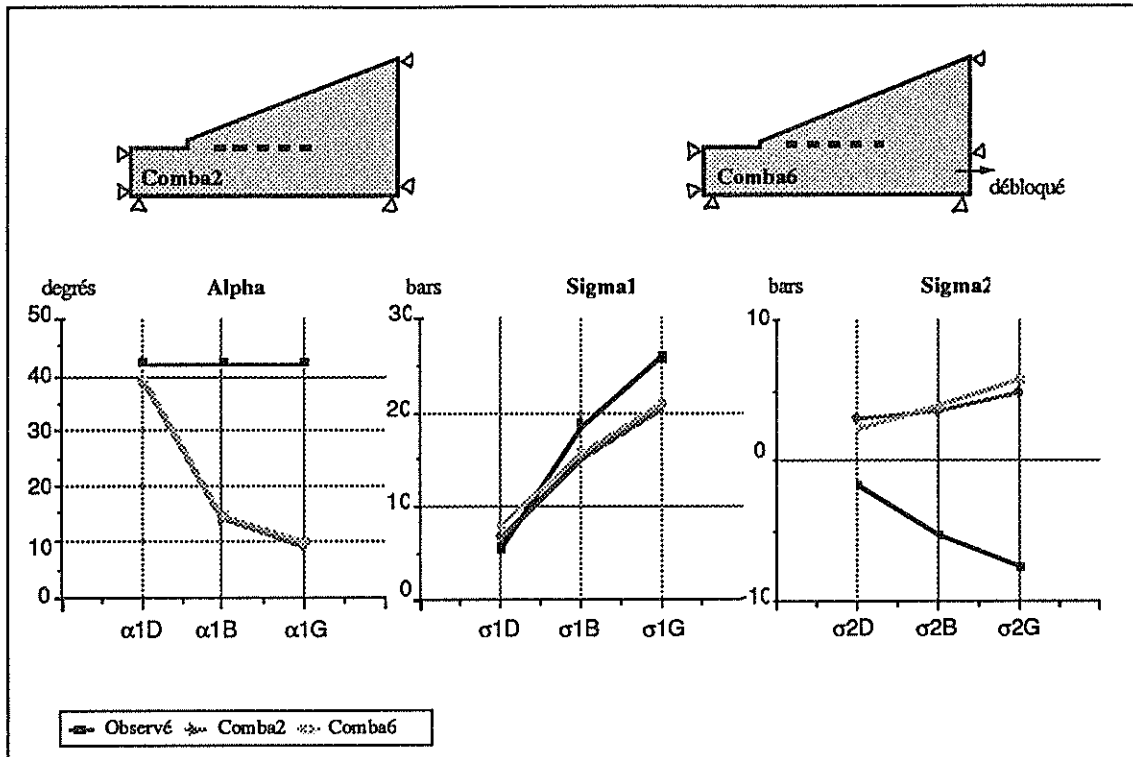


Figure 124 : Résultats de Comba6

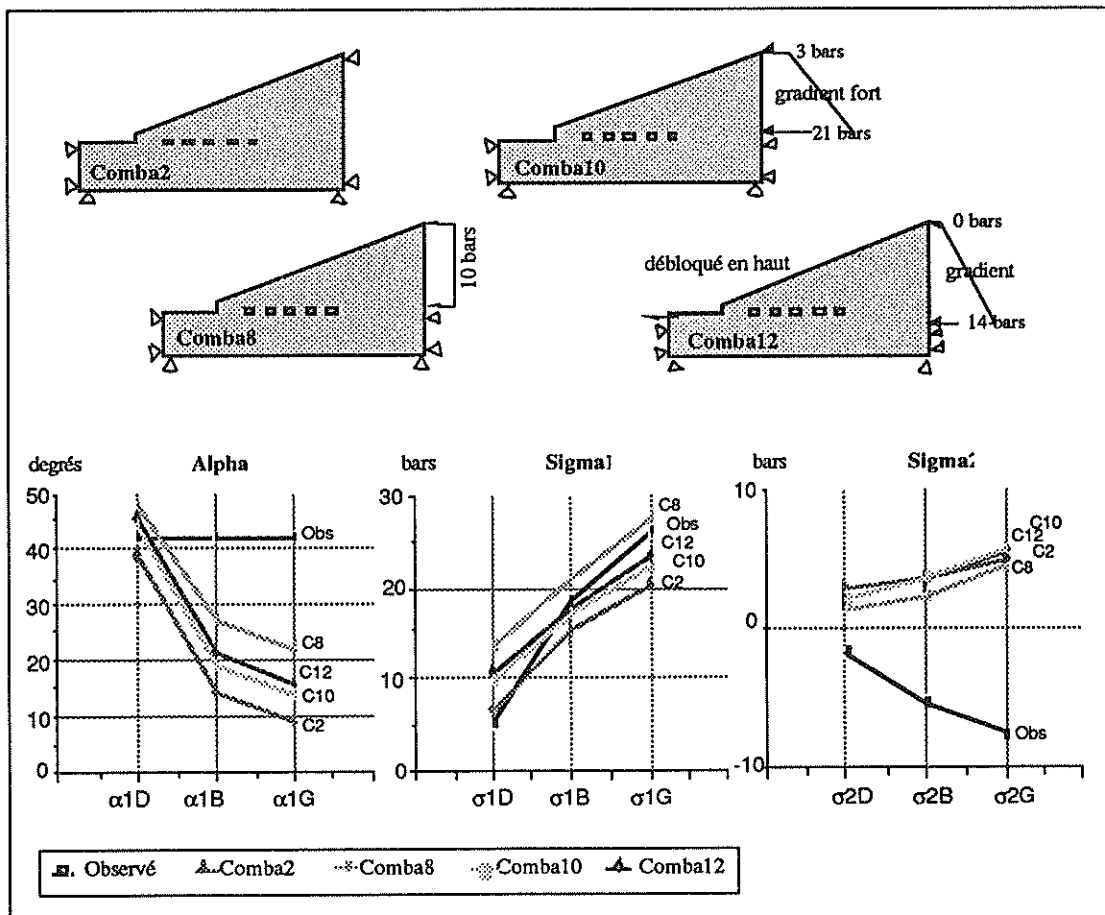


Figure 125 : Résultats de Comba8, Comba10, Comba12

Chaque modèle entraîne une rotation des directions principales (la contrainte majeure tourne vers l'horizontale) qui est conforme<sup>11</sup> aux mesures dans les piliers B et G mais non conforme dans le pilier D

En terme de module des contraintes majeures, on observe une augmentation assez importante des valeurs dans le cas du modèle "Comba8", et ceci dans tous les piliers, au point de dépasser les valeurs "Observées" alors que les modules des contraintes mineures restent inchangés (on compare toujours au modèle "Comba2" et à "Observé"). Les piliers sont donc ainsi plus sollicités puisque, à confinement égal, la contrainte majeure augmente.

Une poussée de 10 bars comme celle introduite dans le modèle "Comba8" modifie donc considérablement la charge supportée par les piliers, ce qui pourrait être une voie d'étude pour expliquer les phénomènes rencontrés dans la carrière des Combarelles.

#### *i. Affaiblissement des terrains sous-jacents*

Enfin, dans le dernier modèle ("Comba13"), nous avons affaibli le terrain situé en dessous du niveau -13m en lui affectant un module d'Young de 5000 bars (au lieu de 60000). Ce type de chargement fait apparaître (figure 126) une nette rotation des directions principales dans les piliers ainsi qu'une augmentation des contraintes majeures et influence ainsi l'état de stabilité dans une même mesure que "Comba8". Plus difficile à interpréter physiquement, ce modèle pourrait simuler un tassement du sol.

### **4.3.6 Conclusion de cette première approche**

Il faut rappeler que les mesures au vérin plat ont été faites après rupture des piliers (la répartition des contraintes ayant été ainsi considérablement bouleversée par rapport à l'état de pré-rupture) alors que les résultats obtenus par les modèles précédents concernent un état de pré-rupture. Néanmoins, cette observation doit être nuancée car des mesures ont été effectuées sur le pilier H qui n'était pas visiblement fracturé et pour lequel le modèle a donné des résultats voisins de ceux du pilier G, donc, en désaccord avec les résultats du calcul analytique des contraintes principales (calé sur les mesures<sup>12</sup>). Par contre, le pilier H pouvait être déjà affecté (sans que cela se voit) par des sollicitations trop grandes (contrainte diagonale à 25 bars - Rapport de M. Tritsch).

Les conclusions générales que l'on peut faire à ce stade sont donc :

- les calculs n'expliquent pas la direction des contraintes principales dans les piliers B et G ;
- ils ne font quasiment jamais apparaître de contrainte principale en traction au centre des piliers (sauf une traction très faible pour le modèle Comba5)
- le modèle Comba5 (fluage vers l'aval) faisant apparaître des tractions dans le pilier D, on peut retenir le phénomène qu'il modélise pour la deuxième approche.
- le modèle Comba13 (tassement du sous-sol) influence beaucoup (dans le sens des observations) la direction des contraintes principales (+10° par rapport au chargement simple, Comba2) et l'on peut retenir le phénomène qu'il modélise pour la seconde étape de cette étude.

<sup>11</sup> (conforme = on s'approche de 42°, cas réel).

<sup>12</sup> rapport interne de Tritsch, Watelet et Pignon du 21 décembre 1988. Ref: GAI-JTr-LMw/JS - 88 (1)-98 71-1884/01 et calculs de contraintes principales fait par Tritsch, à partir des mesures au vérin plat.

- le modèle Comba8 (poussée latérale de 10 bars) perturbe également la direction des contraintes dans le même sens et les mêmes proportions que le modèle Comba13 et on le retiendra aussi pour la suite au même titre que Comba13.

Il faut rappeler aussi, que l'analyse de la direction des contraintes principales nous a paru plus importante que celle de l'analyse de leur module, c'est pourquoi les modèles Comba8 et Comba13 ont été retenus comme intéressants. La deuxième approche qui va être présentée maintenant consiste donc à réunir dans un même modèle les différents types de phénomènes modélisés dans les cas précédemment retenus.

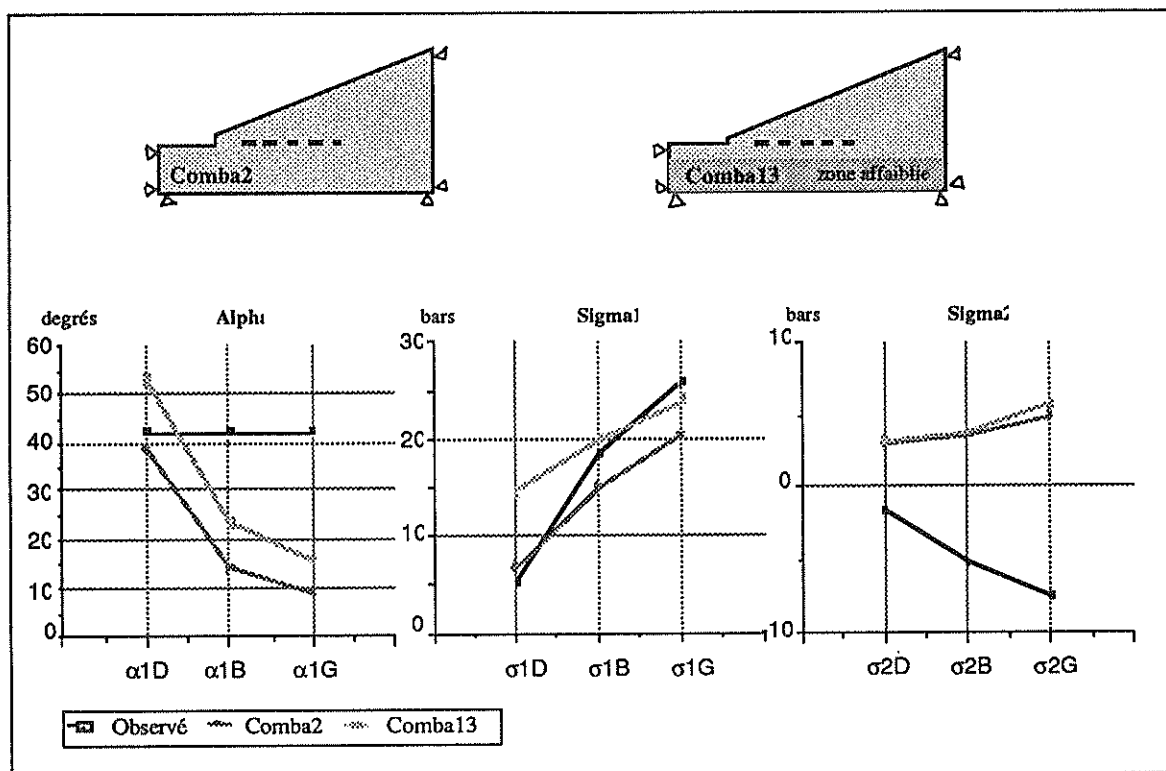


Figure 126 : Résultats de Comba13

## 4.4 Modélisation : deuxième approche

### 4.4.1 Introduction

Comme on vient de le voir, cette deuxième approche se propose de réunir dans des mêmes modèles des simulations de phénomènes qui avaient attiré notre attention dans la première approche. D'une façon générale, les cas étudiés précédemment apportaient des éléments de solutions dans trois directions :

- le "fluage" d'une partie du modèle créait des tractions ;
- le "tassement" du sous-sol faisait pivoter les contraintes principales vers les angles mesurés in situ (pour les piliers B et G) ;
- la poussée latérale, jouait un rôle semblable à celui du tassement du sous-sol.

Aussi, l'exposé qui suit va être décomposé en deux étapes :

- la modélisation du fluage couplée avec le tassement du sous-sol ou d'une partie du sous-sol, introduite dans les modèles Comba14, Comba15, Comba16, Comba17, Comba18, Comba19 ;
- la modélisation du tassement du sous-sol couplée avec la poussée latérale introduite dans les modèles Comba21 et Comba22.

La poussée latérale "jouant" dans le même sens que le tassement (rotation des contraintes), nous n'avons pas évoqué le couplage "fluage-poussée latérale".

L'ensemble des modèles est présenté sur la figure 127.

### 4.4.2 Fluage et tassement du sous-sol

Les graphes de la figure 128 présentent les résultats du calcul correspondant aux modèles Comba14, Comba15, Comba16, Comba19. Le modèle Comba17 n'y figure pas car il ne présente quasiment pas de différence avec le modèle Comba19 en ce qui concerne leur analyse par éléments finis. Comba19 a donc été retenu arbitrairement. Par contre les résultats correspondant au modèle Comba18 manquent par omission, néanmoins ils n'apportaient pas d'éléments nouveaux par rapport au modèle Comba14.

Les résultats peu nouveaux du modèle Comba14 ont suscité l'idée, de partager le sous-sol en deux parties, l'une affaiblie, l'autre pas (voir figure 127). Ce qui fut fait pour les modèles suivants. Il est à noter que la limite entre terrain mou et terrain normal se fait toujours au pied du côté aval du pilier G.

Le premier modèle (Comba14) correspond simplement à la réunion des modèles Comba5 (fluage) et Comba13 (tassement). En comparant<sup>13</sup> ces résultats avec ceux des deux modèles précités, on constate que l'effet du fluage l'emporte, puisque les modèles Comba14 et Comba5 sont semblables en terme de directions de contraintes (angles négatifs, en désaccord avec les

---

<sup>13</sup> voir figures 123 et 126.

observations) et de module de contrainte mineure (traction dans le pilier D, en accord avec les observations).

Pour comparer, les autres modèles, attachons-nous à observer d'abord les directions de contraintes : pas de doutes, le modèle Comba19 se distingue des autres modèles en ceci qu'il propose des directions de contraintes dans les trois piliers relativement homogènes, en tout cas, beaucoup plus proches de l'observation que les autres modèles. De plus, ce modèle explique avec une bonne estimation, l'apparition d'une contrainte mineure de traction dans le pilier G (avec une erreur dans la direction d'environ 10° seulement).

Si l'on observe, les modules des contraintes principales, on s'aperçoit que seul le modèle Comba15 explique, de façon très satisfaisante d'ailleurs, l'apparition des tractions dans les piliers D et B mais pas du tout dans le pilier G. Ce modèle donne également des valeurs analogues aux valeurs mesurées en ce qui concerne les modules des contraintes principales majeures.

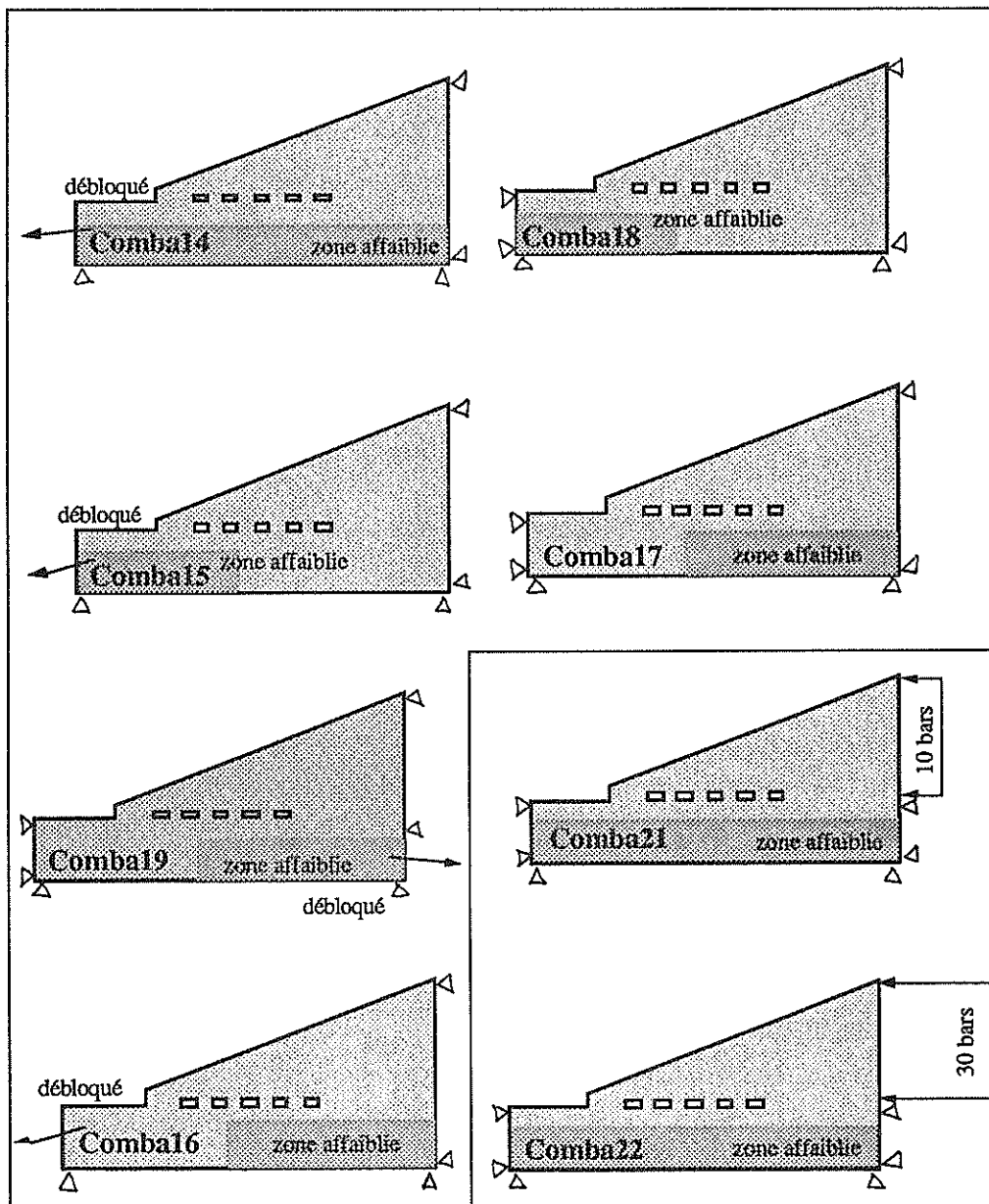


Figure 127 : Les différents modèles de la deuxième approche

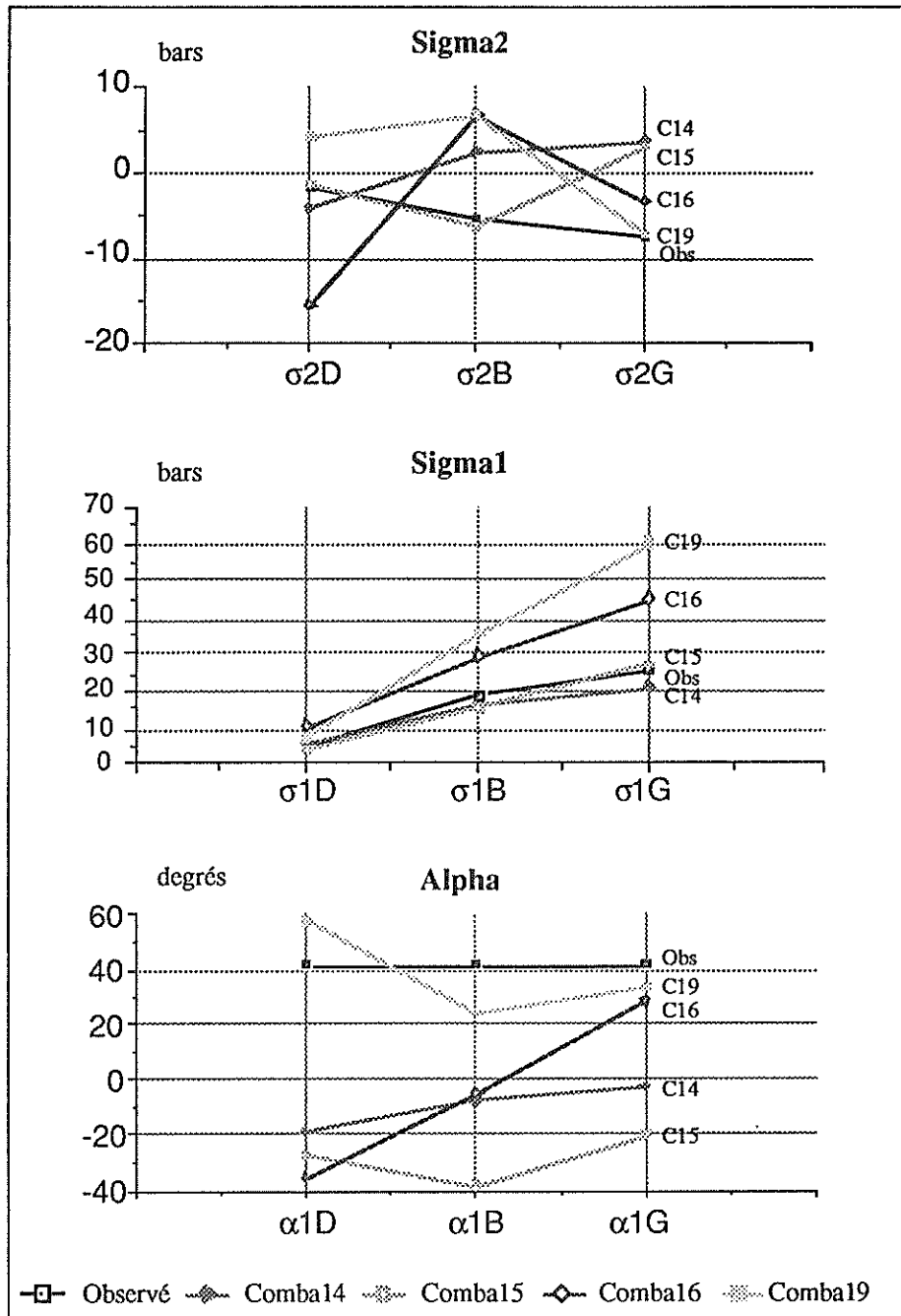


Figure 128 : Résultats de Comba14, Comba15, Comba16 et Comba19

Par contre le modèle Comba15 est en désaccord complet avec les observations du point de vue des directions de contraintes principales (de l'ordre de  $-30^\circ$  au lieu de  $+42^\circ$ )

Ainsi, le modèle Comba19 nous apparaît-il beaucoup plus satisfaisant que les autres modèles pour rendre compte de l'état de contrainte qui règne dans la Carrière des Combarelles.

On peut notamment observer que le comportement du pilier G est particulièrement bien expliqué par ce modèle et que la limite du terrain mou correspond justement au pied de ce pilier. Cette remarque nous incite à penser que si l'on positionnait différemment la zone de terrain mou, l'état des autres piliers pourrait lui aussi être très bien représenté.

Cette répartition différente pourrait notamment consister en une zone de terrain mou limitée en aval et en amont aux niveaux de certains piliers ...

Néanmoins, il ne faut pas tomber dans l'excès d'interprétation, l'existence d'une telle zone de terrain mou n'ayant pu être mise en évidence (hormis, la zone humide et le niveau de la nappe).

#### 4.4.3 Poussée et tassement du sous-sol

La simulation d'une poussée latérale et celle d'un tassement du sous-sol, jouaient (séparément) des rôles équivalents qui consistaient notamment à faire pivoter les contraintes dans une direction conforme aux directions observées pour les piliers B et G et à ne pas faire apparaître de traction.

Le couplage de ces deux modèles a fourni des résultats intéressants, et on a vu notamment apparaître des tractions dans les piliers dans des directions sensiblement conformes aux directions observées.

Les résultats de ces deux modélisations sont réunis sur les graphes de la figure 129, les résultats du modèle Comba19 y ont été ajoutés à titre de comparaison.

A la vue de ces graphes, il apparaît assez nettement que le modèle Comba22 offre les résultats les plus conformes aux observations. En effet, il présente, avant tout, les directions de contraintes les plus satisfaisantes (environ  $13^\circ$  d'écart dans le pilier D,  $7^\circ$  dans le pilier B et  $10^\circ$  dans le pilier G). En ce qui concerne les contraintes mineures, il les fournit en traction dans les piliers B et G et en faible compression dans le pilier D (à titre de comparaison, le modèle Comba19 ne conduisait à des tractions que dans le pilier G).

Ici aussi, il faut se mettre en garde contre les interprétations hâtives. Dans le modèle Comba22, la poussée latérale est de 30 bars, ce qui est très important et difficilement explicable. Peut-être que des considérations d'ordre tectonique ou l'existence de contraintes horizontales résiduelles dues aux effets de l'érosion pourraient le justifier, mais il convient d'être prudent.

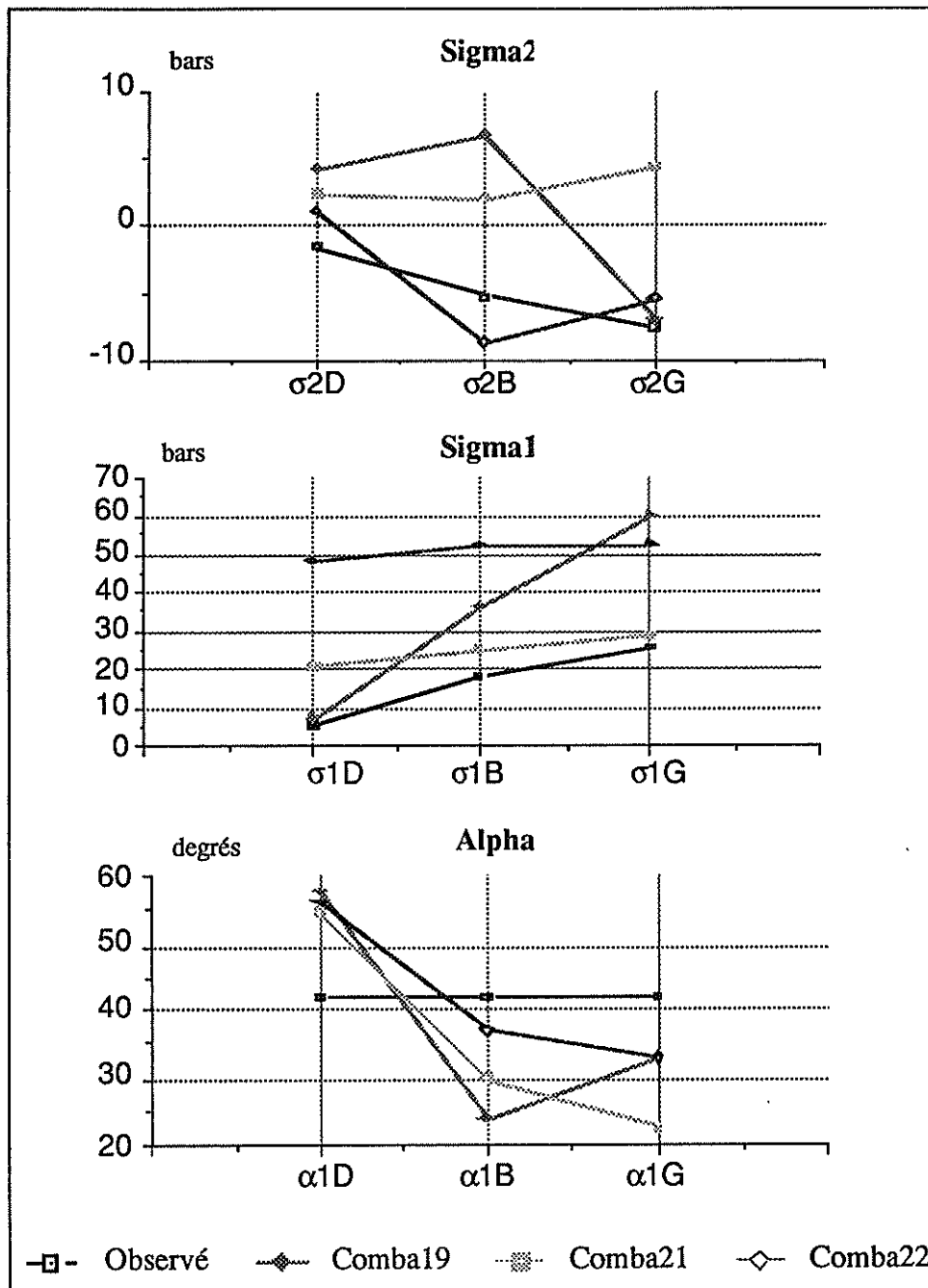


Figure 129 : Résultats de Comba19, Comba21 et Comba22

#### 4.5 Conclusion globale sur cette étude

Il ressort de l'ensemble de cette étude, les considérations suivantes :

- il a été impossible de rendre compte du phénomène de fracturation successive des piliers avec les modélisations réalisées, des modélisations avec joints auraient certainement leur intérêt.
- d'une manière générale, l'existence d'une zone de terrain meuble en dessous des piliers susceptible de se tasser (ou de fluer) est une hypothèse qui permet de rendre mieux compte de la réalité.



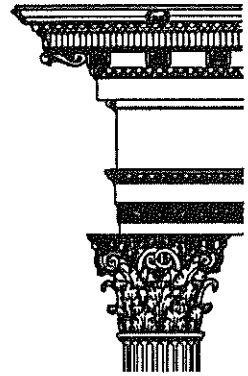
- l'introduction d'une poussée latérale très importante (de l'ordre de 30 bars d'amont vers l'aval) en plus de la prise en compte d'une zone de terrain meuble sous-jacente aboutit à un état des contraintes calculé par le modèle relativement proche de l'état réel.

Néanmoins, fort de ces résultats, l'attention est à porter sur le fait que :

- les modèles sont loin d'être des représentations fidèles de la réalité, notamment en ce qui concerne la loi de comportement des matériaux, leurs caractéristiques établies en laboratoire, et l'existence des fractures qui n'a pas été prise en compte.

- étant donné la nouveauté du problème rencontré, la recherche d'un modèle représentatif de la réalité s'est effectuée "tout azimuth", sans justification des phénomènes pouvant être rencontrés. C'est pourquoi, l'hypothèse d'une zone de terrain meuble ou celle d'une poussée latérale de 30 bars reste à étudier.

# *Conclusion*



## Conclusion

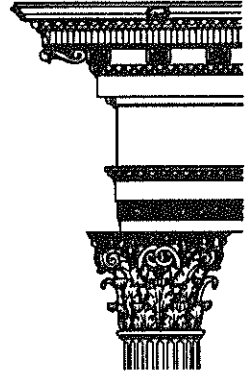
La conservation des monuments et des sites historiques constitue un domaine d'étude très large, entraînant dans son sillage les disciplines les plus variées et les plus nouvelles.

Dans ce domaine, la géotechnique peut jouer un rôle essentiel pour l'étude des problèmes attachés de façon plus ou moins directe à l'environnement des monuments et des sites et notamment aux sols et aux massifs rocheux sur ou près desquels ils reposent. Pourtant, la géotechnique semble peu connue des architectes chargés de la conservation des monuments et des sites, et il serait probablement fructueux de porter à leur connaissance les méthodes et les techniques que la géotechnique possède actuellement. Néanmoins, la géotechnique ne peut pas tout résoudre, loin s'en faut, et des points importants mériteraient d'être éclaircis ou étudiés plus en détail, dont notamment les problèmes de risques et de marges de sécurité qui ont été trop peu développés jusqu'à maintenant. D'autre part, les techniques de consolidation et de surveillance pourraient bénéficier également de recherches plus poussées afin de s'adapter aux pratiques et spécificités liés à la nature historique des ensembles à conforter ou à surveiller.

Enfin, il nous a paru nécessaire de mettre à jour l'inventaire des problèmes qui affectent les monuments et les sites historiques car il est évident que l'enjeu est trop grand pour qu'un seul des aspects de ces problèmes puisse être occulté au cours des études et des travaux qui sont menés dans le cadre de la protection des patrimoines nationaux et internationaux.

Ce travail avait pour but de mettre à la disposition des non spécialistes, les éléments de base nécessaires à l'étude des monuments et des sites historiques, en vue d'assurer leur sauvegarde ; le lecteur saura juger si cet objectif a été atteint.

# *Bibliographie*



## Bibliographie

- [1] **Pierre Dussaule. 1982**  
Législation et monuments historiques. Les Dossiers "Monuments Historiques".  
Ed. Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites.
- [2] **Max Querrien. 1982**  
Une nouvelle politique du patrimoine. Les Dossiers "Monuments Historiques".  
Ed. Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites.
- [3] **"Monuments Historiques" n° hors série. 1977**  
Les restaurations françaises et la charte de Venise.  
Ed. Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites.
- [4] **Journal Officiel de la République française. 1988**  
Protection du Patrimoine Historique et Esthétique de la France
- [5] **G.H. Bailly. 1985**  
Le patrimoine architectural (Conseil de l'Europe).  
Ed. Delta Vevey (Ch).
- [6] **Bernard M. Feilden. 1980 ?**  
Conservation of Historic Buildings.  
Ed. Batterworth Scientific.
- [7] **Lorenzo Lazzarini, Marisa Laurenzi Tabasso. 1986**  
La restauration de la pierre.  
Ed. ERG.
- [8] **Thierry Verdel. 1989**  
Alteration of Ancient Building Stones.  
Ecole des Mines de Nancy - Université du Caire.
- [9] **Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur. 1989**  
La Géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites  
historiques. Volume 2. Symposium d'Athènes.  
Ed. A.A. Balkema.
- [10] **Pierre Richard. UNESCO. 1984**  
Après un séisme : mesures d'urgence, évaluation des dommages.  
Etudes et documents sur le patrimoine culturel n° 6.  
UNESCO.
- [11] **UNESCO. 1988**  
The Deterioration and Conservation of Stone - Notes from the International Venetian  
Courses on Stone Restoration.  
Etudes et documents sur le patrimoine culturel n° 16.  
UNESCO.

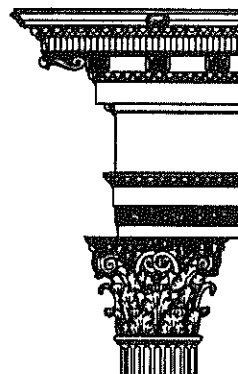
- [12] **“Monuments Historiques” n° 169. 1990**  
Roumanie.  
Ed. Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites.
- [13] **Jacques Brunet, Pierre Vidal, Jean Vouvé. UNESCO. 1985**  
Conservation de l’art rupestre.  
Etudes et documents sur le patrimoine culturel n° 7.  
UNESCO.
- [14] **“Monuments Historiques” n° 118. 1981**  
Les Grottes ornées.  
Ed. Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites.
- [15] **“Monuments Historiques” n° 112. 1980**  
Un siècle de restauration.  
Ed. Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites.
- [16] **Thierry Verdel, Olivier Colin. 1989**  
Préservation et Protection des Monuments et Sites historiques - Méthodes de soutènement.  
Ecole des Mines de Nancy - Université du Caire.
- [17] **Pierre-Maries Auzas. 1979**  
Viollet le Duc.  
Ed. Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites.
- [18] **Association Internationale de Géologie de l’Ingénieur. 1989**  
La Géologie de l’ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques. Volume 1. Symposium d’Athènes.  
Ed. A.A. Balkema.
- [19] **Jean Arcamone. 1980**  
Méthodologie d’étude des affaissements miniers en exploitation totale et partielle.  
Thèse de docteur-ingénieur.  
Institut Polytechnique de Lorraine. Ecole des Mines de Nancy.
- [20] **Edgar Schultze. 1970**  
Techniques de conservation et de restauration des monuments (Terrains et fondations).  
Faculté d’architecture. Université de Rome. Centre international d’études pour la conservation et la restauratiion des biens culturels.
- [21] **Thierry Verdel. 1989**  
Rock Mechanics and Archeology.  
Rapport de stage.  
Ecole des Mines de Nancy. Université du Caire.
- [22] **P. Antoine et D. Fabre. 1980**  
Géologie appliquée au Génie Civil.  
Ed. Masson.

- [23] **Jean Kerisel. 1987**  
Down to Earth, Fondations Past and Present : The Invisible Art of the Builder.  
Ed. A.A. Balkema.
- [24] **G. Herget. 1988**  
Stresses in Rock.  
Ed. A.A. Balkema.
- [25] **Les cahiers de la section française de l'ICOMOS**  
Restauration et Vie des ensembles monumentaux.  
ICOMOS.
- [26] **"Monuments Historiques" n° 153. 1987**  
Les Cathédrales.  
Ed. Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites.
- [27] **E. Hoek & E.T. Brown. 1980**  
Underground Excavation in Rock.  
Institution of Mining and Metallurgy.
- [28] **Richard E. Goodman. 1980**  
Introduction to Rock Mechanics.  
Ed. John Wiley & Sons.
- [29] **P.Ch Levêque (Direction et coordination). 1984**  
Géologie appliquée au Génie Civil, au Génie Nucléaire et à l'Environnement. Tome 1.  
Ed. Lavoisier TEC & DOC.
- [30] **Jean Letourneur et Robert Michel. 1971**  
Géologie du Génie Civil.  
Ed. Armand Colin.
- [31] **H. HELAL, T. ABDALLAH, H. BAROUDI. 1990**  
Behaviour of ancient cavities in discontinuous media : the Baboon Tomb case study,  
Saqqara, Egypt.  
A paraître dans les comptes rendus de l'International Symposium on Rock Mechanics,  
Swaziland.
- [32] **F. Homand-Etienne, N Rode, R. Schwartzmann. 1990**  
Modélisation par blocs de falaises fracturées.  
A paraître dans la Revue Française de Mécanique des Roches.
- [33] **B.H.G. Brady & E.T. Brown. 1985**  
Rock Mechanics for Underground Mining.  
Ed. George Allen & UNWIN.
- [34] **R. Schwartzmann. 1990**  
Surveillance et Sécurité des Ouvrages et des Sites en Génie Civil et Minier  
Séminaire Comett, Nancy 13, 14 et 15 Juin  
Laboratoire de Mécanique des Terrains - Ecole des Mines de Nancy

- [35] **Adnan El-Oulabi. 1985**  
Contribution de la microgéodésie, du nivellement de précision et de la photogrammétrie au contrôle des ouvrages d'art.  
Thèse de docteur-ingénieur en sciences physiques.  
Paris VI.
- [36] **T.H. Hanna. 1985**  
Field Instrumentation in Geotechnical Engineering  
Ed. Trans Tech Publications.
- [37] **Q. ZARURA, V. MENCL. 1982**  
Landslides and Their Control.  
Ed. Elsevier Scientific Publishing Compagny.
- [38] **R. Schwartzmann. 1986**  
Surveillance et télésurveillance d'anciennes exploitations.  
Symposium "Sécurité et Salubrité dans les Mines et Carrières". Luxembourg
- [39] **Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur. 1990**  
La Géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques. Volume 4. Symposium d'Athènes.  
Ed. A.A. Balkema.
- [40] **B. Stillborg. 1986**  
Professional Users Handbook for Rock Bolting  
Ed. Trans Tech Publications.



# *Annexes*



## **A.1 Charte Internationale sur la Conservation et la Restauration des Monuments et des Sites, (ICOMOS - VENISE - 1966).**

Chargées d'un message spirituel du passé, les oeuvres monumentales des peuples demeurent dans la vie présente le témoignage vivant de leur traditions séculaires. L'humanité, qui prend chaque jour conscience de l'unité des valeurs humaines, les considère comme un patrimoine commun, et, vis-à-vis des générations futures, se reconnaît solidairement responsable de leur sauvegarde. Elle se doit de les leur transmettre dans toute la richesse de leur authenticité.

Il est dès lors essentiel que les principes qui doivent présider à la conservation et à la restauration des monuments soient dégagés en commun et formulés sur un plan international, tout en laissant à chaque nation le soin d'en assurer l'application dans le cadre de sa propre culture et de ses traditions.

En donnant une première forme à ces principes fondamentaux, la Charte d'Athènes de 1931 a contribué au développement d'un vaste mouvement international ; qui s'est notamment traduit dans des documents nationaux, dans l'activité de l'ICOM et de l'UNESCO, et dans la création par cette dernière du Centre international d'études pour la conservation et la restauration des biens culturels. La sensibilité et l'esprit critique se sont portés sur des problèmes toujours plus complexes et plus nuancés ; aussi l'heure semble venue de réexaminer les principes de la Charte afin de les approfondir et d'en élargir la portée dans un nouveau document.

En conséquence, le II<sup>e</sup> Congrès International des Architectes et des Techniciens des Monuments Historiques, réuni à Venise du 25 au 31 mai 1964, a approuvé le texte suivant :

### **Définitions**

ART. 1. La notion de monument historique comprend la création architecturale isolée aussi bien que le site urbain ou rural qui porte témoignage d'une civilisation particulière, d'une évolution significative ou d'un événement historique. Elle s'étend non seulement aux grandes créations mais aussi aux oeuvres modestes qui ont acquis avec le temps une signification culturelle.

ART. 2. La conservation et la restauration des monuments constituent une discipline qui fait appel à toutes les sciences et à toutes les techniques qui peuvent contribuer à l'étude et à la sauvegarde du patrimoine monumental.

### **But**

ART. 3. La conservation et la restauration des monuments visent à sauvegarder tout autant l'oeuvre d'art que le témoin d'histoire.

### **Conservation**

ART. 4. La conservation des monuments impose d'abord la permanence de leur entretien.

ART. 5. La conservation des monuments est toujours favorisée par l'affectation de ceux-ci à une fonction utile à la société ; une telle affectation est donc souhaitable mais elle ne peut altérer l'ordonnance ou le décor des édifices. C'est dans ces limites qu'il faut concevoir et que l'on peut autoriser les aménagements exigés par l'évolution des usages et des coutumes.

ART. 6. La conservation d'un monument implique celle d'un cadre à son échelle. Lorsque le cadre traditionnel subsiste, celui-ci sera conservé, et toute construction nouvelle, toute destruction et tout aménagement qui pourrait altérer les rapports de volumes et de couleurs sera proscrit.

ART. 7. Le monument est inséparable de l'histoire dont il est le témoin et du milieu où il se situe. En conséquence le déplacement de tout ou partie d'un monument ne peut être toléré que lorsque la sauvegarde du monument l'exige ou que des raisons d'un grand intérêt national ou international le justifient.

ART. 8. Les éléments de sculpture, de peinture ou de décoration qui font partie intégrante du monument ne peuvent en être séparés que lorsque cette mesure est la seule susceptible d'assurer leur conservation.

## **Restauration**

ART. 9. La restauration est une opération qui doit garder un caractère exceptionnel. Elle a pour but de conserver et de révéler les valeurs esthétiques et historiques du monument et se fonde sur le respect de la substance ancienne et de documents authentiques. Elle s'arrête là où commence l'hypothèse : sur le plan des reconstitutions conjecturales, tout travail de complément reconnu indispensable pour raisons esthétiques ou techniques relève de la composition architecturale et portera la marque de notre temps. La restauration sera toujours précédée et accompagnée d'une étude archéologique et historique du monument.

ART. 10. Lorsque les techniques traditionnelles se révèlent inadéquates, la consolidation d'un monument peut être assurée en faisant appel à toutes les techniques modernes de conservation et de construction dont l'efficacité aura été démontrée par des données scientifiques et garantie par l'expérience.

ART. 11. Les apports valables de toutes les époques à l'édification d'un monument doivent être respectés, l'unité de style n'étant pas un but à atteindre au cours d'une restauration. Lorsqu'un édifice comporte plusieurs états superposés, le dégagement d'un état sous-jacent ne se justifie qu'exceptionnellement et à condition que les éléments enlevés ne présentent que peu d'intérêt, que la composition mise au jour constitue un témoignage de haute valeur historique, archéologique ou esthétique, et que son état de conservation soit jugé suffisant. Le jugement sur la valeur des éléments en question et la décision sur les éliminations à opérer ne peuvent

dépendre du seul auteur du projet.

ART. 12. Les éléments destinés à remplacer les parties manquantes doivent s'intégrer harmonieusement à l'ensemble, tout en se distinguant des parties originales, afin que la restauration ne falsifie pas le document d'art et d'histoire.

ART. 13. Les adjonctions ne peuvent être tolérées que pour autant qu'elles respectent toutes les parties intéressantes de l'édifice, son cadre traditionnel, l'équilibre de sa composition et ses relations avec le milieu environnant.

## **Sites Monumentaux**

ART. 14. Les sites monumentaux doivent faire l'objet de soins spéciaux afin de sauvegarder leur intégrité et d'assurer leur assainissement, leur aménagement et leur mise en valeur. Les travaux de conservation et de restauration qui y sont exécutés doivent s'inspirer des principes énoncés aux articles précédents.

## **Fouilles**

ART. 15. Les travaux de fouilles doivent s'exécuter conformément à des normes scientifiques et à la "Recommandation définissant les principes internationaux à appliquer en matière de fouilles archéologiques" adoptée par l'UNESCO en 1956.

L'aménagement des ruines et les mesures nécessaires à la conservation et à la protection permanente des éléments architecturaux et des objets découverts seront assurés. En outre, toutes initiatives seront prises en vue de faciliter la compréhension du monument mis au jour sans jamais en dénaturer la signification.

Tout travail de reconstruction devra cependant être exclu a priori, seule l'anastylose peut être envisagée, c'est-à-dire la reconstitution des parties existantes mais démembrées. Les éléments d'intégration seront toujours reconnaissables et représenteront le minimum nécessaire pour assurer les conditions de conservation du monument et rétablir la continuité de ses formes.

## **Documentation et Publication**

ART. 16. Les travaux de conservation, de restauration et de fouilles seront toujours accompagnés de la constitution d'une documentation précise sous forme de rapports analytiques et critiques illustrés de dessins et de photographies. Toutes les phases de travaux de dégagement, de consolidation, de reconstitution et d'intégration, ainsi que les éléments techniques et formels identifiés au cours des travaux y seront consignés. Cette documentation sera déposée dans les archives d'un organisme public et mise à la disposition des chercheurs ;

sa publication est recommandée.

Ont participé à la Commission pour la rédaction de la Charte Internationale pour la Conservation et la Restauration des Monuments :

- M. PIERO GAZZOLA (Italie), Président
- M. RAYMOND LEMAIRE (Belgique), Rapporteur
- M. J. BASSEGODA NONELL (Espagne)
- M. LUIS BENAVENTE (Portugal)
- M. DJURDJE BOSKOVIC (Yougoslavie)
- M. HIROSHI DAIFUKU (U.N.E.S.C.O.)
- M. P.L. DE VRIEZE (Pays-bas)
- M. HARALD LANGBERG (Danemark)
- M. MARIO MATTEUCCI (Italie)
- M. JEAN MERLET (France)
- M. CARLOS FLORES MARINI (Mexique)
- M. ROBERTO PANE (Italie)
- M. S.C.J. PAVEL (Tchécoslovaquie)
- M. PAUL PHILIPPOT (Centre international d'études pour la conservation et la restauration des biens culturels).
- M. VICTOR PIMENTEL (Pérou)
- M. HAROLD PLENDERLEITH (Centre international d'études pour la conservation et la restauration des biens culturels)
- M. DEOCLECIO REDIG DE CAMPOS (Cité du Vatican)
- M. JEAN SONNIER (France)
- M. FRANCOIS SORLIN (France)
- M. EUSTATHIOS STIKAS (Grèce)
- Me GERTRUD TRIPP (Autriche)
- M. MUSTAFA S. ZBISS (Tunisie)

## **A.2 Les Organismes, les Services et les Centres de Documentation (liste non exhaustive).**

Ministère de la Culture, Mission de la Recherche et de la Technologie  
3 rue de Valois  
75041 Paris Cedex

ICOMOS International (International Council On MONuments and Sites) et Centre de Documentation de l'ICOMOS-UNESCO  
Hôtel Saint Aignan  
75, rue du Temple  
75003 Paris

Section Française de l'ICOMOS  
Hôtel Béthune-Sully  
62, rue Saint-Antoine  
75004 Paris

Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites (CNMHS) et Centre de Documentation.  
Hôtel Béthune-Sully  
62, rue Saint-Antoine  
75004 Paris

Section Française de l'ICC (Institut International de Conservation)  
29, avenue de Paris  
77420 Champs-sur-Marne

Centre de Recherche des Monuments Historiques  
Palais de Chaillot  
Aile Paris, 1 Place du Trocadéro  
75116 Paris

Laboratoire de Recherche des Monuments Historiques (LRMH) et Centre de Documentation  
Château de Champs-sur-Marne  
29, avenue de Paris  
77420 Champs-sur-Marne

Bibliothèque et Archives du Patrimoine  
Hôtel de Croisilles  
12, rue du Parc Royal  
75003 Paris

**Bibliothèque de l'École du Louvre**  
4, quai des Tuileries  
75001 Paris

**Service Photographique de la Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites**  
4, rue de Turenne  
75004 Paris

**Centre National de Documentation du Patrimoine**  
Hôtel de Vigny  
10, rue du Parc Royal  
75003 Paris

**Bibliothèque du Centre National d'Archéologie Urbaine (CNAU)**  
Château de Tours, Logis des Gouverneurs  
25, quai d'Orléans  
37000 Tours

**Documentation Française**  
29-31, quai Voltaire  
75340 Paris Cedex 07

**Bibliothèque Nationale**  
58, rue de Richelieu  
75084 Paris Cedex