# Analyse et modélisation des interactions géomécaniques entre tunnels et versants instables

Lionel Causse

▶ **To cite this version:**

Lionel Causse. Analyse et modélisation des interactions géomécaniques entre tunnels et versants instables. Génie civil. Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 2015. Français. NNT : 2015ENMP0006 . tel-01146234

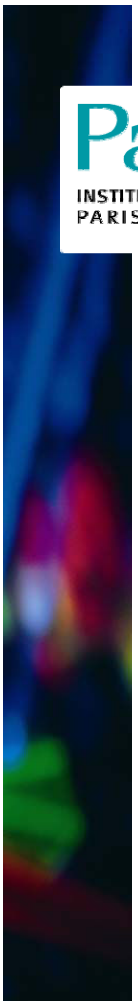
**HAL Id: tel-01146234**

**https://pastel.hal.science/tel-01146234**

Submitted on 28 Apr 2015

**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.



ParisTech
INSTITUT DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES
PARIS INSTITUTE OF TECHNOLOGY

MINES ParisTech

École doctorale n° 398 :
Géosciences, Ressources Naturelles et Environnement (GRNE)

# Doctorat ParisTech

# T H È S E

**pour obtenir le grade de docteur délivré par**

## l'École nationale supérieure des mines de Paris

**Spécialité "Géologie de l'Ingénieur"**

*présentée et soutenue publiquement par*

**Lionel CAUSSE**

le 14 avril 2015

# ANALYSE ET MODELISATION DES INTERACTIONS GEOMECANIQUES ENTRE TUNNELS ANCIENS ET VERSANTS INSTABLES

Directeur de thèse : **Roger COJEAN**
Co-encadrant de la thèse : **Jean-Alain FLEURISSON**

**Jury**

| | |
|---|---|
| **M. Ahmad POUYA**, Professeur, Ecole des Ponts ParisTech | Président |
| **M. Benoit DEFFONTAINES**, Professeur, Université Marne-la-Vallée | Rapporteur |
| **M. Richard FABRE**, Professeur, Université Bordeaux 1 | Rapporteur |
| **M. Roger COJEAN**, Directeur de recherche, MINES ParisTech | Examinateur |
| **M. Jean-Alain FLEURISSON**, Maître de recherche, MINES ParisTech | Examinateur |
| **M. Frédéric PELLET**, Professeur, MINES ParisTech | Examinateur |
| **M. Yves CHAMEROIS**, Chef de division Tunnel, SNCF Direction de l'ingénierie | Invité |

THESE

**MINES ParisTech**
**Centre de Géosciences**
**35 rue Saint-Honoré 77305 Fontainebleau**

# Avant-propos et remerciements

Mon domaine d'étude est : l'interaction entre des mouvements de versant et des ouvrages souterrains, et plus particulièrement les tunnels anciens maçonnés. Cette recherche s'inscrit dans le domaine de la géologie de l'ingénieur, étant relative aux risques naturels et aux interactions versants / tunnels.

De par ma formation de géologue à l'institut Lasalle Beauvais (anciennement IGAL), j'ai pris goût à l'étude des phénomènes naturels au travers des différentes disciplines des Géosciences (géomorphologie, géologie, géophysique, géotechnique et géomécanique…).

Mon intérêt pour les ouvrages souterrains est apparu à la suite d'une mission réalisée pour le bureau d'étude géologie-géotechnique de EDF CEIDRE en 2009. Durant cette mission de terrain, j'ai étudié la stabilité d'une galerie par les méthodes RMR et Q-Barton. A partir de là, j'ai choisi de reprendre une formation via un master M2 recherche, de spécialité MSROE, à l'Ecole Centrale de Paris afin d'approfondir mes connaissances en mécanique des roches, lois de comportement, géologie de l'ingénieur…

J'ai eu la chance de réaliser mon stage de recherche, au sein du pôle ouvrages souterrains de EDF CIH, durant lequel j'ai effectué une étude dans le domaine du stockage souterrain profond de déchets nucléaires. J'ai analysé, au moyen d'un modèle numérique, l'influence de la variabilité naturelle des argilites du Callovo-Oxfordien sur l'endommagement du massif au voisinage du creusement d'un ouvrage profond.

A la suite de cette expérience, j'ai choisi de postuler à une thèse proposée par le Centre de Géosciences de Mines ParisTech, sur l'interaction entre mouvements de versant et ouvrages souterrains.

A l'issue de ces trois années de thèse, je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de thèse, Roger Cojean, sans lequel ce projet de recherche n'aurait pu voir le jour. Je lui témoigne également toute ma gratitude pour son soutien tout au long de ce travail et nos échanges enrichissants, pour son analyse du tunnel de l'Encombrouze ainsi que les corrections de ce manuscrit.

Je remercie également mon co-directeur, Jean-Alain Fleurisson, ainsi que mon collègue de thèse Hieu Toan NGUYEN, pour leurs aides et leurs expériences dans le domaine des simulations numériques.

Je suis également reconnaissant envers toute l'équipe de la division tunnel du pôle ingénierie de la SNCF (IG-OA-TU) pour nos échanges et pour m'avoir fourni des études de cas intéressantes. Je veux citer tout spécialement : M. Gilles Paradis, anciennement chef de la division tunnel, M. Yves Chamerois, chef de la division tunnel, M. Patrick Thiaudière, chef du groupe inspection, M. Pierre Magnien, anciennement inspecteur sénior.

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers l'ensemble de l'équipe Géologie de l'Ingénieur et Géomécanique du Centre de Géosciences de l'école des Mines de Paris, pour m'avoir accueilli et m'avoir conseillé.

Ce travail m'a donné l'occasion de rencontrer, lors de conférences, de nombreux chercheurs et experts dont Daniel Billaux de Itasca qui m'a conseillé au début de mes études numériques paramétriques.

J'exprime également mes sincères remerciements aux rapporteurs et autres membres du jury qui me font l'honneur de juger mes travaux : M. Benoit Deffontaines, M. Richard Fabre, M. Roger Cojean, M. Jean-Alain Fleurisson, M. Fréderic Pellet, M. Ahmad Pouya et M. Yves Chamerois.

Enfin, je remercie mes proches ainsi que ma fiancée de leur soutien sans faille lors de cette expérience personnelle et professionnelle enrichissante.

# Résumé

## Analyse et modélisation des interactions géomécaniques entre tunnels anciens et versants instables

Résumé :

L'étude bibliographique et les rétro-analyses d'études de cas de tunnels en contexte de versants instables ont conduit à considérer différentes situations de tunnels entrant dans un versant (têtes de tunnels) et/ou le longeant sous une faible couverture. Les pathologies identifiées dans la structure des ouvrages ainsi que le contexte d'interaction de l'ouvrage avec son encaissant varient en fonction de ces situations et notamment en fonction de l'orientation de l'ouvrage par rapport à la direction du mouvement de versant.

Cette recherche s'intéresse principalement aux ouvrages parallèles au versant, situation relativement commune pour les ouvrages anciens quand les techniques de construction ne permettaient pas de s'écarter fortement et rapidement de la pente du versant. L'étude des tunnels anciens soumis à une instabilité de versant part du postulat que l'ouvrage va vieillir avec le versant selon des interactions complexes (ouvrage semi-rigide dans un encaissant plus déformable et soumis à des déformations variables dans le temps et dans l'espace). L'évolution, l'altération et l'endommagement de ces ouvrages dans le temps sont généralement considérés par les maîtres d'ouvrages comme résultant du seul vieillissement rhéologique des matériaux constitutifs de la structure. Le développement des pathologies localisées au niveau de certaines sections de ces ouvrages prouve qu'il faut considérer la structure de l'ouvrage solidaire de son encaissant proche et également de son environnement plus lointain, soumis à des déformations de versant souvent faibles, mais parfois importantes. L'étude du contexte géologique, hydrogéologique, géomécanique et morphologique des versants nous conduit à préciser les facteurs de prédisposition ainsi que les facteurs de déclenchement des instabilités de versant. L'analyse de la situation de l'ouvrage dans le versant par rapport aux diverses directions des instabilités permet de préciser l'interaction versant/tunnel.

Dans ce travail nous nous sommes intéressés aux conditions d'interaction de tunnels anciens soumis à des instabilités de versants, même peu importantes. Le processus lent de fluage qui affecte de nombreux versants montagneux, pouvant conduire à un mouvement de versant proprement dit, fait l'objet d'une attention particulière.

Nous avons considéré dans un premier temps, au travers de simulations numériques paramétriques, pour des ouvrages parallèles au versant, différents processus relatifs au vieillissement et à l'endommagement des structures des ouvrages. Il est possible de distinguer, d'une part les facteurs associés aux conditions géologiques et géomorphologiques du versant et leurs évolutions dans le temps, et d'autre part, les facteurs correspondant aux méthodes de creusement et de construction du tunnel.

Dans un second temps, plusieurs rétro-analyses d'études de cas de tunnels anciens ont conduit à considérer différents contextes d'interaction d'ouvrages anciens avec différents types de mouvements de versant. Une méthodologie d'analyse des interactions entre tunnels et versants a été établie, soulignant la variété des contextes de versants instables ou peu stables, précisant les moteurs de ces interactions et conduisant à redéfinir le concept de zone d'influence géotechnique dans ces situations.

*Mots clés :* versants instables, tunnels, pathologies, simulations numériques, études paramétriques, interaction ouvrage-terrain, zone d'Influence géotechnique (ZIG).

# Publications issues de la thèse

Les résultats obtenus au cours de cette recherche ont fait l'objet de plusieurs présentations et d'une publication dont la liste est donnée ci-dessous :

### ***Article :***

Causse, L., Cojean, R., Fleurisson, J.-A., (2014). Interaction between tunnel and unstable slope – Influence of time-dependent behavior of a tunnel excavation in a deep-seated gravitational slope deformation. *Tunnelling and Underground Space Technology*. (soumis, en cours de révision)

### ***Communications orales :***

Causse, L., Cojean, R., Fleurisson, J.-A., (2013). Tunnels anciens en contexte de versant instable – Mécanismes d'instabilités et pathologies des ouvrages – Le cas du tunnel de l'Encombrouze (France). *Conférence Franco-Vietnamienne,* CIGOS Avril 2013, Lyon.

Causse, L., Cojean, R., Fleurisson, J.-A., (2013). Analyse de l'influence du creusement d'un tunnel au sein d'un versant instable subissant un mouvement gravitaire profond. *Journées aléa gravitaire,* JAG Septembre 2013, Grenoble.

Causse, L., Cojean, R., Fleurisson, J.-A., (2014). Interactions between tunnels and unstable slopes – Role of excavation. *XII International Association for Engineering Geology and the Environment,* IAEG Septembre 2014. Turin.

**MINES ParisTech**
**Centre de Géosciences**
**35 rue Saint-Honoré 77305 Fontainebleau**

**MINES ParisTech**
**Centre de Géosciences**
**35 rue Saint-Honoré 77305 Fontainebleau**

# Avant-propos et remerciements

Mon domaine d'étude est : l'interaction entre des mouvements de versant et des ouvrages souterrains, et plus particulièrement les tunnels anciens maçonnés. Cette recherche s'inscrit dans le domaine de la géologie de l'ingénieur, étant relative aux risques naturels et aux interactions versants / tunnels.

De part ma formation de géologue à l'institut Lasalle Beauvais (anciennement IGAL), j'ai pris goût à l'étude des phénomènes naturels au travers des différentes disciplines des Géosciences (géomorphologie, géologie, géophysique, géotechnique et géomécanique…).

Mon intérêt pour les ouvrages souterrains est apparu à la suite d'une mission réalisée pour le bureau d'étude géologie-géotechnique de EDF CEIDRE en 2009. Durant cette mission de terrain, j'ai étudié la stabilité d'une galerie par les méthodes RMR et Q-Barton. A partir de là, j'ai choisi de reprendre une formation via un master M2 recherche, de spécialité MSROE, à l'Ecole Centrale de Paris afin d'approfondir mes connaissances en mécanique des roches, lois de comportement, géologie de l'ingénieur…

J'ai eu la chance de réaliser mon stage de recherche, au sein du pôle ouvrages souterrains de EDF CIH, durant lequel j'ai effectué une étude dans le domaine du stockage souterrain profond de déchets nucléaires. J'ai analysé, au moyen d'un modèle numérique, l'influence de la variabilité naturelle des argilites du Callovo-Oxfordien sur l'endommagement du massif au voisinage du creusement d'un ouvrage profond.

A la suite de cette expérience, j'ai choisi de postuler à une thèse proposée par le Centre de Géosciences de Mines ParisTech, sur l'interaction entre mouvements de versant et ouvrages souterrains.

A l'issue de ces trois années de thèse, je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de thèse, Roger Cojean, sans lequel ce projet de recherche n'aurait pu voir le jour. Je lui témoigne également toute ma gratitude pour son soutien tout au long de ce travail et nos échanges enrichissants, pour son analyse du tunnel de l'Encombrouze ainsi que les corrections de ce manuscrit.

Je remercie également mon co-directeur, Jean-Alain Fleurisson, ainsi que mon collègue de thèse Hieu Toan NGUYEN, pour leurs aides et leurs expériences dans le domaine des simulations numériques.

Je suis également reconnaissant envers toute l'équipe de la division tunnel du pôle ingénierie de la SNCF (IG-OA-TU) pour nos échanges et pour m'avoir fourni des études de cas intéressantes. Je veux citer tout spécialement : M. Gilles Paradis, anciennement chef de la division tunnel, M. Yves Chamerois, chef de la division tunnel, M. Patrick Thiaudière, chef du groupe inspection, M. Pierre Magnien, anciennement inspecteur sénior.

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers l'ensemble de l'équipe Géologie de l'Ingénieur et Géomécanique du Centre de Géosciences de l'école des Mines de Paris, pour m'avoir accueilli et m'avoir conseillé.

Ce travail m'a donné l'occasion de rencontrer, lors de conférences, de nombreux chercheurs et experts dont Daniel Billaux de Itasca qui m'a conseillé au début de mes études numériques paramétriques.

J'exprime également mes sincères remerciements aux rapporteurs et autres membres du jury qui me font l'honneur de juger mes travaux : M. Benoit Deffontaines, M. Richard Fabre, M. Roger Cojean, M. Jean-Alain Fleurisson, M. Fréderic Pellet, M. Ahmad Pouya et M. Yves Chamerois.

Enfin, je remercie mes proches ainsi que ma fiancée de leur soutien sans faille lors de cette expérience personnelle et professionnelle enrichissante.

# Résumé

## Analyse et modélisation des interactions géomécaniques entre tunnels anciens et versants instables

Résumé :

L'étude bibliographique et les rétro-analyses d'études de cas de tunnels en contexte de versants instables ont conduit à considérer différentes situations de tunnels entrant dans un versant (têtes de tunnels) et/ou le longeant sous une faible couverture. Les pathologies identifiées dans la structure des ouvrages ainsi que le contexte d'interaction de l'ouvrage avec son encaissant varient en fonction de ces situations et notamment en fonction de l'orientation de l'ouvrage par rapport à la direction du mouvement de versant.

Cette recherche s'intéresse principalement aux ouvrages parallèles au versant, situation relativement commune pour les ouvrages anciens quand les techniques de construction ne permettaient pas de s'écarter fortement et rapidement de la pente du versant. L'étude des tunnels anciens soumis à une instabilité de versant part du postulat que l'ouvrage va vieillir avec le versant selon des interactions complexes (ouvrage semi-rigide dans un encaissant plus déformable et soumis à des déformations variables dans le temps et dans l'espace). L'évolution, l'altération et l'endommagement de ces ouvrages dans le temps sont généralement considérés par les maîtres d'ouvrages comme résultant du seul vieillissement rhéologique des matériaux constitutifs de la structure. Le développement des pathologies localisées au niveau de certaines sections de ces ouvrages prouve qu'il faut considérer la structure de l'ouvrage solidaire de son encaissant proche et également de son environnement plus lointain, soumis à des déformations de versant souvent faibles, mais parfois importantes. L'étude du contexte géologique, hydrogéologique, géomécanique et morphologique des versants nous conduit à préciser les facteurs de prédisposition ainsi que les facteurs de déclenchement des instabilités de versant. L'analyse de la situation de l'ouvrage dans le versant par rapport aux diverses directions des instabilités permet de préciser l'interaction versant/tunnel.

Dans ce travail nous nous sommes intéressés aux conditions d'interaction de tunnels anciens soumis à des instabilités de versants, même peu importantes. Le processus lent de fluage qui affecte de nombreux versants montagneux, pouvant conduire à un mouvement de versant proprement dit, fait l'objet d'une attention particulière.

Nous avons considéré dans un premier temps, au travers de simulations numériques paramétriques, pour des ouvrages parallèles au versant, différents processus relatifs au vieillissement et à l'endommagement des structures des ouvrages. Il est possible de distinguer, d'une part les facteurs associés aux conditions géologiques et géomorphologiques du versant et leurs évolutions dans le temps, et d'autre part, les facteurs correspondant aux méthodes de creusement et de construction du tunnel.

Dans un second temps, plusieurs rétro-analyses d'études de cas de tunnels anciens ont conduit à considérer différents contextes d'interaction d'ouvrages anciens avec différents types de mouvements de versant. Une méthodologie d'analyse des interactions entre tunnels et versants a été établie, soulignant la variété des contextes de versants instables ou peu stables, précisant les moteurs de ces interactions et conduisant à redéfinir le concept de zone d'influence géotechnique dans ces situations.

*Mots clés :* versants instables, tunnels, pathologies, simulations numériques, études paramétriques, interaction ouvrage-terrain, zone d'Influence géotechnique (ZIG).

# Table des matières


**CHAPITRE 1. INTRODUCTION GENERALE ..... - 1 -**

**1.1. Les mouvements de versant ..... - 1 -**

1.1.1. Nature des mouvements de versant ..... - 1 -

1.1.2. Cinétique et moteur des mouvements de versant ..... - 3 -

**1.2. Les tunnels anciens en maçonnerie ..... - 4 -**

1.2.1. Typologie des parties d'un tunnel ..... - 4 -

1.2.2. Méthodes de construction anciennes ..... - 5 -

1.2.3. Le fonctionnement des ouvrages maçonnés ..... - 7 -

1.2.4. Les pathologies des ouvrages maçonnés anciens ..... - 8 -

**1.3. Les interactions entre les ouvrages et une instabilité du versant ..... - 10 -**

1.3.1. Tunnels parallèles au versant ..... - 10 -

1.3.1. Instabilité des têtes de tunnels ..... - 11 -

**CHAPITRE 2. INTERACTIONS ENTRE TUNNELS ET VERSANTS – SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE ..... - 13 -**

**2.1. Pathologies d'un ouvrage suivant son orientation dans un versant instable ..... - 13 -**

2.1.1. Déformation et fissuration des structures en fonction de la situation des ouvrages dans le versant... ..... - 13 -

2.1.2. Cas particulier – d'un ouvrage soumis à un chargement dissymétrique. ..... - 16 -

**2.2. L'interaction ouvrage / terrain encaissant en fonction de la situation de l'ouvrage dans le versant ..... - 21 -**

2.2.1. Cas de tunnels parallèles au versant – apport de rétro-analyses d'études de cas et d'études numériques ..... - 21 -

2.2.2. Cas de tunnels perpendiculaires au versant – apports de rétro-analyses d'études de cas et d'études numériques ..... - 27 -

**2.3. Influence du contexte morphologique de versant et des phénomènes de fluage sur le développement de pathologies dans les ouvrages. ..... - 31 -**

2.3.1. Les champs de contraintes en contexte morphologique de versants ..... - 31 -

2.3.2. Le fluage associé au rebond post-glaciaire ..... - 33 -

**2.4. L'action de l'eau sur les instabilités de versant et l'évolution des pathologies des ouvrages ... - 36 -**

2.4.1. Les facteurs d'influence des écoulements au voisinage des tunnels ..... - 36 -

2.4.2. Le rôle des précipitations sur le comportement par « à coup » et le mécanisme de respiration . - 38 -

2.4.3. L'action de l'eau sur les ouvrages souterrains ..... - 40 -

**2.5. Influence de la perte de contact entre la structure et le terrain encaissant sur le comportement mécanique – cas du développement de cavités. ..... - 42 -**

2.5.1. Facteurs à l'origine du développement de vides au niveau de l'interface entre tunnel et terrain encaissant. ..... - 42 -

2.5.2. Efforts et pathologies au niveau de la structure ..... - 43 -

**CHAPITRE 3. APPROCHES GEOMECANIQUES ..... - 47 -**

**3.1. Cadre des études numériques paramétriques. ..... - 47 -**

3.1.1. Description des deux modèles numériques utilisés. ..... - 47 -

3.1.2. Objectifs des différentes études paramétriques. ..... - 58 -

**3.2. Analyse des résultats - Influences relatives des méthodes de creusement et de construction des tunnels. ..... - 66 -**

3.2.1. Influence du creusement de l'ouvrage sur les déplacements du versant en fonction de la situation de l'ouvrage au sein du versant. ..... - 66 -

3.2.2. Influence du déconfinement. ..... - 82 -

3.2.3. Influence de la taille et de la forme de l'ouvrage. ..... - 88 -

3.2.4. Influence de la prise en compte d'une auréole de déconfinement. ..... - 97 -

**3.3. Influences relatives aux conditions géologiques, géomorphologiques et hydrogéologiques et leurs évolutions au cours du temps. ..... - 103 -**
3.3.1. Influence de la prise en compte des contraintes tectoniques. ..... - 103 -
3.3.2. Influence de la prise en compte du fluage – Modèle B. ..... - 108 -
**3.4. Conclusions des analyses paramétriques. ..... - 119 -**
3.4.1. Conclusions relatives à la déstabilisation du massif. ..... - 119 -
3.4.2. Conclusions relatives à l'ouvrage ..... - 121 -

**CHAPITRE 4. PATHOLOGIES OBSERVEES – APPORTS DE LA GEOMECANIQUE DANS L'ANALYSE DES DOMMAGES ET LA DEFINITION DES CONFORTEMENTS - 125 -**
**4.1. Principales pathologies observées – Orientation de l'ouvrage par rapport au versant. ..... - 125 -**
4.1.1. Tunnel d'Anvers – Ouvrage perpendiculaire au mouvement du versant. ..... - 125 -
4.1.2. Tunnel de St Marcel – Ouvrage parallèle au mouvement du versant. ..... - 133 -
4.1.3. Tunnel de la Madeleine – Ouvrage oblique par rapport au mouvement du versant. ..... - 139 -
**4.2. Pathologies d'un bi-tube – Tunnel de Mari. ..... - 146 -**
4.2.1. Tunnel de Mari – Analyse des différents contextes de l'ouvrage. ..... - 146 -
4.2.2. Tunnel de Mari – Simulations numériques. ..... - 155 -
4.2.3. Tunnel de Mari – Conclusions et perspectives. ..... - 168 -
**4.3. Pathologies du tunnel de l'Encombrouze. ..... - 170 -**
4.3.1. Tunnel de l'Encombrouze – analyse des différents contextes de l'ouvrage. ..... - 170 -
4.3.2. Tunnel de l'Encombrouze – Simulations numériques. ..... - 188 -
4.3.3. Tunnel de L'Encombrouze – Conclusions et perspectives. ..... - 207 -

**CHAPITRE 5. METHODOLOGIE D'ANALYSE DES INTERACTIONS TUNNELS / VERSANTS ..... - 209 -**
**5.1. Méthodologie de rétro-analyse de situations de tunnels anciens soumis à une instabilité de versant. ..... - 209 -**
**5.2. Particularités des rétro-analyses d'études de cas de tunnels anciens. ..... - 215 -**
**5.3. Transcription des facteurs d'influence au niveau des études numériques / Résultats escomptés. ... ..... - 216 -**

**CHAPITRE 6. CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES ..... - 219 -**

**BIBLIOGRAPHIE ..... - 222 -**

# Liste des illustrations

**Figure 1. Classification des mouvements de versant en fonction : du type de mouvement et du type de matériau d'après Varnes, 1978. - 1 -**

**Figure 2. Classification géotechnique des mouvements de versant en fonction : du type de mouvement (a), du type de matériau (b) et de la phase de l'instabilité (c) d'après Cruden et al., 1994 ; Cruden et Varnes, 1996 (in Malet, J.-P., 2014). - 2 -**

**Figure 3. Evolution au cours du temps de l'instabilité du versant en fonction des facteurs de prédisposition et des facteurs de déclenchement (Van Asch Th.W.J., I.H., et al., 2007). - 3 -**

**Figure 4. Histogramme du nombre de tunnels construits sur le réseau SNCF (Carnero, I.H., 2007). - 4 -**

**Figure 5. Parties d'une section transversale d'un tunnel. - 5 -**

**Figure 6. Réalisation d'un tunnel selon la méthode belge (Carnero, I.H., 2007 ; Szechy, K., 1970). - 6 -**

**Figure 7. Comportement des sections transversales de structures maçonnées dans différents contextes de forces appliquées avec Q1>Q2(d'après CETU, 2004 ; Idris, J., 2007). - 8 -**

**Figure 8. Mouvement relatif des lèvres de fissures d'une maçonnerie. - 9 -**

**Figure 9. Fissures caractéristiques d'un cas de tunnel perpendiculaire à la direction du mouvement de versant. - 14 -**

**Figure 10. Caractéristiques des fissures selon une section transversale – cas d'un ouvrage perpendiculaire à la direction du mouvement de versant (Wang T.T., 2010). - 15 -**

**Figure 11. Fissures caractéristiques d'un cas de tunnel parallèle à la direction du mouvement de versant (tête de tunnel). - 15 -**

**Figure 12. Fissures caractéristiques d'un cas de tunnel oblique par rapport à la direction du mouvement de versant. - 16 -**

**Figure 13. Schémas de représentation de la déformation d'un ouvrage (Huang, K.P., et al., 2010). - 17 -**

**Figure 14. Schémas de représentation de la déformation d'un ouvrage soumis à un chargement dissymétrique, ponctuel ou global (Huang, K.P., et al., 2010). - 17 -**

**Figure 15. Schéma de la déformation d'un ouvrage soumis à un chargement localisé en contexte de versant (He, W., et al., 2009). - 18 -**

**Figure 16. Rupture de l'ouvrage soumis à différentes directions de chargement. Le modèle est défini par la résistance en compression du béton *f'c*, le taux de restitution d'énergie *Gc* (défini dans l'approche énergétique de la propagation de fractures) et le coefficient de raideur du sol *Ksol* (reliant la pression de contact au déplacement) (He, W., et al., 2009). - 19 -**

**Figure 17. Comportement élasto-plastique radoucissant de l'ouvrage soumis à différentes directions de chargement, avec différentes valeurs de *Gc* (He, W., et al., 2009). - 20 -**

**Figure 18. Modèle numérique pour l'étude de l'influence de la situation du tunnel dans le versant (Koizumi, Y., et al., 2010). - 22 -**

**Figure 19. Modèle numérique (a) pour l'étude de l'influence de la situation du tunnel dans le versant (b) avec un tunnel en « fer à cheval » (Ashtiani, M. et al., 2010). - 23 -**

**Figure 20. Déplacements horizontaux du versant provoqués par, soit l'excavation du versant et du tunnel (cas a, b et c), soit l'excavation seule du versant (cas d) (Koizumi, Y. et al., 2010). - 23 -**

**L'étude de Ashtiani, M. et al., (2010) sur l'impact de la position du tunnel dans le versant au voisinage d'une surface de rupture s'intéresse particulièrement à la déformation de l'ouvrage en fonction de sa position par rapport à une surface de rupture définie. - 23 -**

**Figure 21. Déplacements de la structure des ouvrages (échelle en m) en fonction de leurs positions (voir Figure 19, b) (Ashtiani, M. et al., 2010). - 24 -**

**Figure 22. Déplacements horizontaux du versant provoqués par l'excavation du versant (Koizumi, Y. et al., 2010). - 24 -**

**Figure 23. Evolution de la surface de rupture en fonction de la situation de l'ouvrage (voir Figure 19, b), figure retouchée d'après (Ashtiani, M. et al., 2010). - 24 -**

**Figure 24. Situation de l'ouvrage Qingshanchong dans le versant (a), phasage des travaux et pathologie (b), figure retouchée après (Yang, J.S., et al., 2008). - 25 -**

**Figure 25. Influence du phasage de l'excavation des ouvrages sur l'évolution de la zone entrée en plasticité en fin de construction : (a) phasage réel des travaux, (b) phasage inverse des travaux d'après (Yang, J.S., et al., 2008). ..... - 26 -**

**Figure 26. Situation de l'ouvrage bi-tube dans le versant au niveau de la tête Nord des tunnels (Runqiu, H., Huabo, X. 2010). ..... - 27 -**

**Figure 27. Déplacements verticaux (a) et horizontaux (b) au voisinage de l'ouvrage bi-tube à proximité de la tête Nord du tunnel (Runqiu, H., Huabo, X. 2010). Coupe perpendiculaire à l'axe du bi-tube (voir Figure 26 pour le contexte morphologique). ..... - 29 -**

**Figure 28. Intensité des déplacements (a) et état du massif encaissant au voisinage de la tête Nord de l'ouvrage bi-tube (Runqiu, H., Huabo, X. 2010). ..... - 30 -**

**Figure 29. Distribution des contraintes sous un versant plan indéfini, de pente $\beta$, en déformation plane (Panet, M., 1979). ..... - 32 -**

**Figure 30. Influence de la hauteur du versant (H), de la hauteur de couverture de l'ouvrage (h), et de la pente du versant sur l'anisotropie des contraintes enregistrée à une distance à la surface du versant (d) et une profondeur (h) et caractérisée par le rapport des contraintes principales ($\sigma_1/\sigma_3$) en déformation plane (Shrestha, G.L., & Broch, A., 2008). ..... - 33 -**

**Figure 31. Représentation schématique du comportement visco-élasto-plastique de Burger (CVISC) : (Sharifzadeh, M., et al., 2013 ; Fleurisson, J.-A., et al., 2005). ..... - 33 -**

**Figure 32. Modèle numérique de l'étude paramétrique d'un DSGSD (Apuani, T., et al., 2007). ..... - 34 -**

**Figure 33. Déplacements dans le versant : (a) pour un modèle de comportement élasto-plastique (HB), (b) pour un modèle de comportement visco-élastique (VEM) (Apuani, T., et al., 2007). ..... - 35 -**

**Figure 34. Modèle conceptuel d'interaction des eaux souterraines avec un tunnel dans les massifs cristallins alpins, d'après (Maréchal, J-C., 1998). ..... - 38 -**

**Figure 35. Corrélation des précipitations avec les déplacements d'un mouvement de versant (Ceccucci, M., et al., 2008). ..... - 39 -**

**Figure 36. Seuil de réactivation de glissements de terrain en fonction des précipitations cumulées. Application au bassin versant supérieur de la Liobregat dans l'Est des Pyrénées (Corominas, J., Moya, J., 1999). ..... - 39 -**

**Figure 37. Schémas du modèle expérimental (a) et de la position des capteurs sur le revêtement du tunnel (b). ..... - 43 -**

**Figure 38. Représentation des essais expérimentaux. Dans chaque cas, l'excavation est réalisée au centre de la boîte (Meguid, M.A., Leung, C., 2011). ..... - 43 -**

**Figure 39. Modification de la pression de contact au voisinage de la fenêtre rétractée, pour différentes localisation de celle-ci autour de l'ouvrage. Pour des raisons graphiques, les capteurs 11 à 14 placés sur la fenêtre mobile ont été décalés dans les encadrés. Pour les différentes positions autour de l'ouvrage, les essais ont été réalisés à 3 reprises (Meguid, M.A., Leung, C., 2011). ..... - 44 -**

**Figure 40. Analyse numérique de l'influence de la formation d'un vide derrière le revêtement d'un tunnel (Meguid, M.A., Dang, H.K., 2009). ..... - 45 -**

**Figure 41. Résultats de l'influence d'un vide au niveau de la naissance et du radier sur la modification des efforts dans la structure pour 3 tailles (A, B et C) de cavités (Meguid, M.A., Dang, H.K., 2009). ..... - 46 -**

**Figure 42. Schéma général du modèle numérique (A). ..... - 48 -**

**Figure 43. Schéma de l'excavation progressive du versant - Modèle numérique (A). ..... - 49 -**

**Figure 44. Zone d'étude des déplacements au sein du versant - Modèle numérique (A). ..... - 50 -**

**Figure 45. Schéma général du modèle numérique (B). ..... - 50 -**

**Figure 46. Schéma du chargement du modèle numérique sous Flac 3D en considérant une structure semi-circulaire, d'après Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009). ..... - 53 -**

**Figure 47. Convention de signe pour la force normale (N), la force de cisaillement (Q), le moment fléchissant (M) d'un élément poutre de la structure (modifié d'après Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., 2009). ..... - 53 -**

**Figure 48. Modèle numérique de Flac 3D permettant de calculer le chargement de la structure – Etude numérique d'après Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009). ..... - 54 -**

**Figure 49. Définition du facteur de sécurité (FS) comme étant le rapport de la résistance à la compression ou à la traction par rapport à, respectivement la contrainte axiale maximale et la contrainte axiale minimale (a) ;**

**Représentation graphique du diagramme de capacité de la « force axiale – moment fléchissant » (b). (Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., 2009). ..... - 56 -**

**Figure 50. Définition du facteur de sécurité (FS) comme étant le rapport de la résistance à la compression ou à la traction par rapport à, respectivement la contrainte principale majeure ($\sigma_1$) et la contrainte principale mineure ($\sigma_3$) (a) ; Représentation graphique du diagramme de capacité de la « force axiale – force de cisaillement » (b) (Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., 2009). ..... - 57 -**

**Figure 51. Modèle numérique (A) - Influence de la situation de l'ouvrage dans le versant – Cas de tunnels de 10 m de diamètre - Déconfinement autorisé avant la mise en place de la structure ($\lambda$=70%). ..... - 59 -**

**Figure 52. Principe de la théorie convergence confinement – Influence de l'attente avant la mise en place de la structure (d'après Sulem, J., et al., 1987). ..... - 60 -**

**Figure 53. Modèle numérique (A) - Influence de l'attente avant la mise en place de la structure – Cas d'un tunnel de 10 m de diamètre situé en base du versant à 1,5D de la surface du versant. ..... - 60 -**

**Figure 54. Modèle numérique (A) - Influence de la forme et de la dimension de l'ouvrage – Cas d'un tunnel situé en base du versant à 3,0D de la surface du versant. ..... - 62 -**

**Figure 55. Modèle numérique (A) - Influence de la prise en compte d'une auréole d'endommagement – Cas d'un tunnel de 6 m de diamètre situé en base du versant à une distance de 1,5D de la surface du versant. ..... ..... - 63 -**

**Figure 56. Modèle numérique (A) - Influence de la valeur du coefficient $K_0$ – Cas d'un tunnel de 10 m de diamètre situé en base du versant à une distance de 1,5D de la surface du versant. ..... - 64 -**

**Figure 57. Déplacements horizontaux (code couleur) et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant – Déconfinement de l'ouvrage ($\lambda$=70%) – Ouvrage situé au niveau de la base du versant (situation d) – Influence de la distance de l'ouvrage à la surface du versant (0,5D ; 1,0D ; 1,5D ; 2,0D ; 3,0D ; 5,0D) – Distorsion des images v/h=2. ..... - 67 -**

**Figure 58. Déplacements horizontaux (code couleur) et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant – Déconfinement de l'ouvrage ($\lambda$=70%) – Ouvrage situé à une distance de 1,5D de la surface du versant – Influence de l'altitude de l'ouvrage (situations a, b, c et d) – Distorsion des images v/h=2. ..... - 67 -**

**Figure 59. Localisation des points caractéristiques de l'étude des déplacements horizontaux et verticaux au niveau de l'ouvrage. ..... - 68 -**

**Figure 60. Valeurs des déplacements des points caractéristiques de l'ouvrage – Influence de la distance de l'ouvrage à la surface du versant, en base du versant (situation d) et influence de l'altitude de l'ouvrage dans le versant pour une distance de 1,5D à la surface du versant. ..... - 69 -**

**Figure 61. Déformations de cisaillement (shear strain increment) et points plastiques au sein du versant – Déconfinement de l'ouvrage ($\lambda$=70%) – Influence de la distance de l'ouvrage à la surface du versant, ouvrage en situation de base de versant (d) – Distorsion des images v/h=2. ..... - 70 -**

**Figure 62. Déformations de cisaillement (shear strain increment) et points plastiques au sein du versant – Déconfinement de l'ouvrage ($\lambda$=70%) – Influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage à la surface du versant de 1,5D – Distorsion des images v/h=2. ..... - 71 -**

**Figure 63. Convergences en paroi de l'excavation de l'ouvrage – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant à la base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D (D=10m). ..... - 72 -**

**Figure 64. Schéma de principe du vecteur de translation moyen. ..... - 72 -**

**Figure 65. Vecteurs de translation moyens de la section excavée avant la mise en place de la structure – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant à la base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D. ..... - 73 -**

**Figure 66. Déplacements du profil transversal – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant à la base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D. ..... - 73 -**

**Figure 67. Vecteurs de translation moyens de la structure de l'ouvrage – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant à la base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D. ..... - 74 -**

**Figure 68. Représentation radiale des déformations des éléments ($\varepsilon$) de la structure du revêtement – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D. ..... - 75 -**

**Figure 69. Représentation radiale des forces axiales internes N aux éléments de la structure du revêtement – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D. ..... - 76 -**

**Figure 70. Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q aux éléments de la structure du revêtement – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) et influence de l'altitude du tunnel pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D. ..... - 77 -**

**Figure 71. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d). ..... - 77 -**

**Figure 72. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D. ..... - 78 -**

**Figure 73. Déplacements du profil transversal – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant à la base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D – Prise en compte des critères de rupture du béton. ..... - 79 -**

**Figure 74. Représentation radiale des déformations des éléments (ε) de la structure du revêtement – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D – Prise en compte des critères de rupture du béton..... - 79 -**

**Figure 75. Représentation radiale des forces axiales internes N aux éléments de la structure du revêtement – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D – Prise en compte des critères de rupture du béton..... - 80 -**

**Figure 76. Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q aux éléments de la structure du revêtement – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) et influence de l'altitude du tunnel pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D – Prise en compte des critères de rupture du béton. ..... - 80 -**

**Figure 77. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) – Prise en compte des critères de rupture du béton..... - 81 -**

**Figure 78. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D – Prise en compte des critères de rupture du béton..... - 81 -**

**Figure 79. Déplacements horizontaux et contours (couches d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant – Influence du déconfinement autorisé pour le massif encaissant de l'ouvrage pour une situation en base de versant et une distance au versant de l'ouvrage de 1,5D – Distorsion des images v/h=2.. ..... - 82 -**

**Figure 80. Valeurs des déplacements des points caractéristiques de l'ouvrage (voir Figure 59) – Influence du déconfinement pour un tunnel en base du versant (situation d). ..... - 83 -**

**Figure 81. Déformations de cisaillement (shear strain increment) au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence du déconfinement autorisé pour le massif encaissant de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage à la surface du versant de 1,5D – Distorsion des images v/h=2. ..... - 84 -**

**Figure 82. Convergences en paroi de l'excavation de l'ouvrage et vecteurs de translation moyens de la section excavée – Influence du déconfinement λ (%) avant la pose du revêtement (pour λ<50% les convergences sont faibles et pas lisibles sur les figures). ..... - 84 -**

**Figure 83. Déplacements du profil transversal et vecteurs de translation moyens de la structure autour du profil transversal – Influence du déconfinement λ (%) avant la pose du revêtement (pour λ>80% les convergences sont faibles et ne sont pas lisibles sur les figures). ..... - 85 -**

**Figure 84. Représentation radiale des déformations des éléments (ε) de la structure du revêtement – Influence du déconfinement λ (%) avant la pose du revêtement. ..... - 86 -**

**Figure 85. Représentation radiale des forces axiales internes N aux éléments de la structure du revêtement– Influence du déconfinement λ (%) avant la pose du revêtement. ..... - 86 -**

**Figure 86. Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q aux éléments de la structure du revêtement – Influence du déconfinement λ (%) avant la pose du revêtement. ..... - 87 -**

**Figure 87. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence du déconfinement λ (%) avant la pose du revêtement. ..... - 87 -**

**Figure 88. Déplacements horizontaux et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence de la forme et de la dimension de l'ouvrage pour une situation en base de versant et une distance de 3,0D (D varie) à la surface du versant – Distorsion des images v/h=2. ..... - 89 -**

**Figure 89. Valeurs des déplacements des points caractéristiques de l'ouvrage (voir Figure 59) – Influence de la forme et de la dimension de l'ouvrage pour une situation en base de versant et à une distance de 3,0D (D varie) à la surface du versant. ..... - 90 -**

**Figure 90. Déformations de cisaillement (shear strain increment) au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence de la forme et de la dimension de l'ouvrage pour une situation en base de versant et à une distance à la surface du versant de 3,0D et 1,5D – Distorsion des images v/h=2. ..... - 91 -**

**Figure 91. Représentation radiale des valeurs de convergences en paroi de la section excavée et vecteurs de translation moyens de la section excavée – Influence de la taille de l'ouvrage situé en base du versant (situation d). ..... - 92 -**

**Figure 92. Représentation radiale des valeurs de convergences en paroi de la section excavée et vecteurs de translation moyens de cette section – Influence de la forme de l'ouvrage. ..... - 92 -**

**Figure 93. Représentation radiale des déplacements au niveau du profil transversal de la structure – Influence de la taille et de la forme de l'ouvrage situé en base du versant. ..... - 93 -**

**Figure 94. Vecteurs de translation moyens des déplacements de la structure autour du profil transversal – Influence de la forme et de la taille de l'ouvrage situé en base du versant. ..... - 94 -**

**Figure 95. Représentation radiale des déformations des éléments (ε) de la structure du revêtement – Influence de la forme et de la taille de l'ouvrage situé en base du versant. ..... - 94 -**

**Figure 96. Représentation radiale des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement – Influence de la forme et de la taille de l'ouvrage situé en base du versant. ..... - 95 -**

**Figure 97. Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q dans les éléments de la structure du revêtement – Influence de la forme et de la taille de l'ouvrage situé en base du versant. ..... - 95 -**

**Figure 98. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la forme et de la taille de l'ouvrage situé en base du versant. ..... - 96 -**

**Figure 99. Déplacements horizontaux et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence de la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés pour une situation en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D – Distorsion des images v/h=2. ..... - 97 -**

**Figure 100. Valeurs des déplacements des points caractéristiques de l'ouvrage (voir Figure 59) – Influence de la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés pour une situation en base de versant et à une distance de la surface du versant de 1,5D. ..... - 98 -**

**Figure 101. Déformations de cisaillement (shear strain increment) au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence de la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés pour une situation en base de versant et à une distance à la surface du versant de 1,5D – Distorsion des images v/h=2. ..... - 98 -**

**Figure 102. Représentation radiale des valeurs de convergence en paroi de l'excavation de l'ouvrage et vecteurs de translation moyens de la section excavée avant la pose du revêtement – Influence de la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés pour une situation en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D. ..... - 99 -**

**Figure 103. Représentation radiale des déplacements et vecteurs de translation moyens de la structure au niveau du profil transversal considéré – Influence de la prise en compte d'une auréole de déconfinement pour une situation en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D. ..... - 100 -**

**Figure 104. Représentation radiale des déformations des éléments (ε) de la structure du revêtement – Influence de la prise en compte d'une auréole de déconfinement pour une situation de l'ouvrage en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D. ..... - 101 -**

**Figure 105. Représentation radiale des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement – Influence de la prise en compte d'une auréole de déconfinement pour une situation de l'ouvrage en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D. - 101 -**

**Figure 106. Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q dans les éléments de la structure du revêtement – Influence de la prise en compte d'une auréole de déconfinement pour une situation de l'ouvrage en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D. - 102 -**

**Figure 107. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la prise en compte d'une auréole de déconfinement pour une situation de l'ouvrage en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D. - 102 -**

**Figure 108. Déplacements horizontaux et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence de la variation du coefficient $K_0$ – Distorsion des images v/h=2. - 103 -**

**Figure 109. Valeurs des déplacements des points caractéristiques de l'ouvrage (voir Figure 59) – Influence de la variation du coefficient $K_0$. - 104 -**

**Figure 110. Déformations de cisaillement (shear strain increment) au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence de la variation du coefficient $K_0$ – Distorsion des images v/h=2. - 104 -**

**Figure 111. Représentation radiale des valeurs de convergence en paroi de l'excavation de l'ouvrage et vecteurs de translation moyens autour de la section excavée – Influence de la variation du coefficient $K_0$. - 105 -**

**Figure 112. Représentation radiale des déplacements et vecteurs de translation moyens de la structure au niveau du profil transversal de la structure – Influence de la variation du coefficient $K_0$. - 106 -**

**Figure 113. Représentation radiale des déformations des éléments (ε) de la structure du revêtement – Influence de la variation du coefficient $K_0$. - 106 -**

**Figure 114. Représentation radiale des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement – Influence de la variation du coefficient $K_0$. - 107 -**

**Figure 115. Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q dans les éléments de la structure du revêtement – Influence de la variation du coefficient $K_0$. - 107 -**

**Figure 116. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la variation du coefficient $K_0$. - 108 -**

**Figure 117. Déplacements horizontaux et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence du temps d'attente avant la pose du revêtement (2 à 5 jours après λ = 100%) – Cas d'un ouvrage proche de la surface du versant (distance 1,5D) – Distorsion des images de gauche v/h=1,4 et de droite v/h=1,5. - 109 -**

**Figure 118. Déplacements horizontaux et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au voisinage de l'ouvrage – Influence du temps d'attente avant la pose du revêtement (2 à 5 jours après λ=100%) – Cas d'un ouvrage loin de la surface du versant (distance 10D) – Distorsion des images v/h=1,5. - 110 -**

**Figure 119. Evolution des déplacements à la surface du versant – Cas d'un tunnel situé à une distance à la surface du versant de 1,5D – Etude de l'influence du temps d'attente : 2 jours après la fin du déconfinement (a) et 5 jours après la fin du déconfinement (b). - 111 -**

**Figure 120. Evolution des déplacements à la surface du versant – Cas d'un tunnel situé à une distance à la surface du versant de 10D – Etude de l'influence du temps d'attente : 2 jours après la fin du déconfinement (a) et 5 jours après la fin du déconfinement (b). - 112 -**

**Figure 121. Représentation radiale des déplacements en paroi des ouvrages avant la pose du revêtement – Influence du délai d'attente avant la pose du revêtement – (a) Ouvrage à 1,5D de la surface du versant – (b) Ouvrage à 10D de la surface du versant. - 114 -**

**Figure 122. Représentation radiale des déplacements de la structure après sa mise en place – Influence du délai d'attente avant la pose du revêtement – (a) Ouvrage à 1,5D de la surface du versant – (b) Ouvrage à 10D de la surface du versant. - 115 -**

**Figure 123. Déplacements de la structure après sa mise en place – Courbes $I_d/\theta$ – Influence du délai d'attente avant la pose du revêtement – Ouvrage à 1,5D de la surface du versant – Ouvrage à 10D de la surface du versant. - 116 -**

**Figure 124. Représentation radiale des déformations des éléments (ε) de la structure du revêtement – Influence du délai d'attente avant la pose du revêtement – (a) Ouvrage à 1,5D de la surface du versant – (b) Ouvrage à 10D de la surface du versant. ..... - 117 -**

**Figure 125. Représentation radiale des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement – Influence du délai d'attente avant la pose du revêtement – (a) Ouvrage à 1,5D de la surface du versant – (b) Ouvrage à 10D de la surface du versant. ..... - 118 -**

**Figure 126. Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q dans éléments de la structure du revêtement – Influence du délai d'attente avant la pose du revêtement – (a) Ouvrage à 1,5D de la surface du versant – (b) Ouvrage à 10D de la surface du versant. ..... - 119 -**

**Figure 127. Schémas de la localisation des pathologies dues au cisaillement en fonction de l'orientation du mouvement de versant. ..... - 123 -**

**Figure 128. Localisation géographique du tunnel d'Anvers (Géoportail.gouv.fr). ..... - 125 -**

**Figure 129. Carte topographique du site du tunnel d'Anvers (Infoterre.brgm.fr). ..... - 126 -**

**Figure 130. Panoramas du versant (dossier SNCF). ..... - 126 -**

**Figure 131. Carte géologique du tunnel d'Anvers au 1/50000ème (Infoterre.brgm.fr). ..... - 127 -**

**Figure 132. Déformation du profil et distribution spatiale des fissures. ..... - 128 -**

**Figure 133. Déformation du profil et répartition spatiale des fissures. ..... - 129 -**

**Figure 134. Développement de la fissure n°3 de cisaillement en voûte. ..... - 131 -**

**Figure 135. Localisation géographique du tunnel de St-Marcel (Infoterre.brgm.fr). ..... - 133 -**

**Figure 136. Carte topographique du tunnel de St Marcel (Infoterre.brgm.fr). ..... - 134 -**

**Figure 137. Coupe schématique NE-SW de la tête Nord du tunnel de Saint-Marcel (Thiaudière, P., 2008). ..... ..... - 134 -**

**Figure 138. Carte géologique du tunnel de St-Marcel au 1/50000ème (Infoterre.brgm.fr). ..... - 135 -**

**Figure 139. Représentation graphique des pathologies affectant la tête Nord du tunnel de Saint-Marcel (Thiaudière, P., 2008). ..... - 137 -**

**Figure 140. Localisation géographique du tunnel de la Madeleine (Infoterre.brgm.fr). ..... - 139 -**

**Figure 141. Carte topographique du tunnel de la Madeleine (Infoterre.brgm.fr). ..... - 139 -**

**Figure 142. Morphologie précise du versant au niveau du tunnel de la Madeleine. ..... - 140 -**

**Figure 143. Carte géologique du tunnel de la Madeleine au 1/50000ème (Infoterre.brgm.fr). ..... - 141 -**

**Figure 144. Représentation stéréographique des familles de fracturation affectant le massif du tunnel de la Madeleine (CETE Lyon, 1993). ..... - 141 -**

**Figure 145. Schéma de la morphologie de l'ouvrage de la Madeleine au sein du versant (CETE Lyon, 1993). ..... ..... - 142 -**

**Figure 146. Etat du contact de l'encaissant avec la structure. ..... - 144 -**

**Figure 147. Localisation géographique du tunnel de Mari (Infoterre.brgm.fr). ..... - 146 -**

**Figure 148. Carte topographique au 1/25000ème du tunnel de Mari (Geoportale Nationale). ..... - 147 -**

**Figure 149. Orthophoto du versant du tunnel de Mari (Geoportale Nationale, 2014). ..... - 147 -**

**Figure 150. Carte structurale schématique de la région de Sospel (Julian, M., & Rossi, G., 1971). ..... - 148 -**

**Figure 151. Carte géologique du tunnel de Mari au 1/50000ème (onegeology-europe-brgm.fr). ..... - 149 -**

**Figure 152. Coupe géologique Nord-Sud du versant de Mari. ..... - 150 -**

**Figure 153. Section transversale des 2 ouvrages. ..... - 151 -**

**Figure 154. Extrait des pathologies du tunnel V2 de Mari (SNCF, 1984). ..... - 154 -**

**Figure 155. Modèle numérique du tunnel de Mari. ..... - 155 -**

**Figure 156. Résultats des déplacements verticaux et horizontaux au sein du versant (courbes d'iso-valeurs pour les déplacements verticaux – zones colorées pour les déplacements horizontaux). ..... - 158 -**

**Figure 157. Déformations de cisaillement (shear strain increment) au sein du versant – Influence des différents horizons. ..... - 159 -**

**Figure 158. Forces axiales N au sein de la maçonnerie – Influence des différents horizons (Nota : la flèche jaune correspond à la clé de voûte, les flèches orange représentant la limite du radier et les deux flèches**

**vertes indiquent la naissance de la voûte. La représentation radiale est conventionnelle, la position des flèches permet de bien situer l'ouvrage). ..... - 160 -**

**Figure 159. Forces de cisaillement Q au sein de la maçonnerie – Influence des différents horizons (voir Figure 158 pour la signification des flèches). ..... - 160 -**

**Figure 160. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de l'épaisseur de la couverture et de la prise en compte d'une frange d'altération. ..... - 161 -**

**Figure 161. Résultats des déplacements verticaux et horizontaux au sein du versant (courbes d'iso-valeurs pour les déplacements verticaux – Zones colorées pour les déplacements horizontaux). ..... - 162 -**

**Figure 162. Forces axiales N au sein de la maçonnerie – Influence de la prise en compte d'une EDZ (voir Figure 158 pour la signification des flèches). ..... - 162 -**

**Figure 163. Forces de cisaillement Q au sein de la maçonnerie – Influence de la prise en compte d'une EDZ (voir Figure 158 pour la signification des flèches). ..... - 163 -**

**Figure 164. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la prise en compte ou non d'une EDZ. ..... - 163 -**

**Figure 165. Déformations de cisaillement (shear strain increment) au sein du versant – Influence de la séquence d'excavation. ..... - 164 -**

**Figure 166. Forces axiales N au sein de la maçonnerie – Influence de la séquence de construction des ouvrages (voir Figure 158 pour la signification des flèches). ..... - 165 -**

**Figure 167. Forces axiales N au sein de la maçonnerie – Influence de la séquence de construction des ouvrages – Evolution des efforts internes au cours de la construction des 2 ouvrages (voir Figure 158 pour la signification des flèches). ..... - 166 -**

**Figure 168. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la séquence d'excavation. ..... - 166 -**

**Figure 169. Vecteurs de déplacement de la structure des ouvrages : ouvrage V1 (gauche) et ouvrage V2 (droite) – Cas de référence. ..... - 167 -**

**Figure 170. Localisation géographique du tunnel de l'Encombrouze (Infoterre.brgm.fr). ..... - 170 -**

**Figure 171. Contexte structural (Fenart, P., 2007). ..... - 171 -**

**Figure 172. Panorama de la demi-fenêtre de l'Argentière (d'après Debelmas, J., 1955). ..... - 172 -**

**Figure 173. Principaux accidents du FFHD et orientation des directions des contraintes principales (Tricart, P., et al., 1996). ..... - 173 -**

**Figure 174. Log stratigraphique des formations rencontrées (Debelmas, J., 1955). ..... - 175 -**

**Figure 175. Exutoires des eaux d'infiltration au niveau du versant – (a) entre l'Encombrouze et le tunnel des Jacquons – (b) au niveau de la tête Sud de l'Encombrouze – (c) au niveau de la tête Nord de l'Encombrouze. .. ..... - 178 -**

**Figure 176. Localisation des séismes d'après Sismalp (d'après BRGM, 2009) ..... - 181 -**

**Figure 177. Bloc diagramme du versant de l'Encombrouze (d'après Chapelard, M., 1978, complètement modifié). ..... - 182 -**

**Figure 178. Evolution des niveaux de contraintes orthoradiale mesurés ($\sigma_\theta$) dans la structure pour le tronçon compris entre les PM44 et PM79. ..... - 185 -**

**Figure 179. Tronçon de l'ouvrage (PM65 à PM80) présentant les principales fissures et l'évolution de l'encaissant reconnu en sondage. ..... - 186 -**

**Figure 180. Modèle numérique du tunnel de l'Encombrouze – PM75. ..... - 189 -**

**Figure 181. Modèle numérique du tunnel de l'Encombrouze - PM110. ..... - 189 -**

**Figure 182. Déplacements horizontaux et contours (couches d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant pour le modèle numérique interceptant l'ouvrage au PM75 (haut) et au PM110 (bas) – Influence du jeu de paramètres : cas minimum (à gauche), cas maximum (à droite) (distorsion v/h=2,4). - 193 -**

**Figure 183. Représentations radiales des valeurs de convergences en paroi de la section excavée pour le PM75 (a) et le PM110 (b) – Influence du jeu de paramètres. (Nota : la flèche bleu correspond à la clé de voûte, les flèches oranges représentant la limite du radier et les deux flèches vertes indiquent la naissance de**

**la voûte. La représentation radiale est conventionnelle, la position des flèches permet de bien situer l'ouvrage). ..... - 193 -**

**Figure 184. Déplacements de la structure au niveau du profil transversal de la structure pour le PM75 (a) et le PM110 (b) – Influence du jeu de paramètres. (voir Figure 183 pour la signification des flèches). ..... - 194 -**

**Figure 185. Représentation radiale des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement pour le PM75 (a) et le PM110 (b) – Influence du jeu de paramètres. (voir Figure 183 pour la signification des flèches). ..... - 195 -**

**Figure 186. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence du jeu de paramètres au niveau du PM75. ..... - 196 -**

**Figure 187. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence du jeu de paramètres au niveau du PM110. ..... - 196 -**

**Figure 188. Déplacements horizontaux et contours (couches d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant pour le modèle numérique interceptant l'ouvrage au PM75 – Influence de la valeur du coefficient $K_0$ : $K_0$=0,43 (à gauche) ; $K_0$=1,5 (à droite) (distorsion v/h=2,4). ..... - 197 -**

**Figure 189. Représentation radiale des valeurs de convergences en paroi de la section excavée pour le PM75 – Influence de la valeur du coefficient $K_0$. ..... - 198 -**

**Figure 190. Déplacements de la structure au niveau du profil transversal de la structure pour le PM75 – Influence de la valeur du coefficient $K_0$. ..... - 198 -**

**Figure 191. Représentation radiale des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement pour le PM75 – Influence de la valeur du coefficient $K_0$. ..... - 199 -**

**Figure 192. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la valeur du coefficient $K_0$. ..... - 199 -**

**Figure 193. Déplacements horizontaux et contours (couches d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant pour le modèle numérique interceptant l'ouvrage au PM75 après 130ans – $K_0$=0,43 – Influence de la valeur des paramètres de viscosité du modèle cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite) (voir Tableau 32) (distorsion v/h=2,4). ..... - 200 -**

**Figure 194. Déplacements horizontaux et contours (couches d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant pour le modèle numérique interceptant l'ouvrage au PM75 après 130ans – $K_0$=1,5 – Influence de la valeur des paramètres de viscosité du modèle cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite) (distorsion v/h=2,4). ... ..... - 201 -**

**Figure 195. Représentations radiales des valeurs de convergences en paroi de la section excavée pour le PM75 – $K_0$=0,43 – Influence de la valeur des paramètres de viscosité du modèle cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite) (voir Tableau 32). ..... - 202 -**

**Figure 196. Représentations radiales des valeurs de convergences en paroi de la section excavée pour le PM75 – $K_0$=1,5 – Influence des paramètres de viscosité du modèle cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite) (voir Tableau 32). ..... - 202 -**

**Figure 197. Représentations radiales des déplacements de la structure au niveau du profil transversal au PM75 – $K_0$=0,43 – Influence des paramètres de viscosité du modèle : cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite). - 203 -**

**Figure 198. Représentations radiales des déplacements de la structure au niveau du profil transversal au PM75 – $K_0$=1,5 – Influence des paramètres de viscosité du modèle : cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite).. - 203 -**

**Figure 199. Représentations radiales des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement pour le PM75 – $K_0$=0,43 – Influence des paramètres de viscosité du modèle : cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite). ..... - 205 -**

**Figure 200. Représentations radiales des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement pour le PM75 – $K_0$=1,5 – Influence des paramètres de viscosité du modèle : cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite). ..... - 205 -**

**Figure 201. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » pour le PM75 – $K_0$=0,43 – Influence des paramètres de viscosité du modèle : cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite). ..... - 206 -**

**Figure 202. Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » pour le PM75 – $K_0$=1,5 – Influence des paramètres de viscosité du modèle : cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite). ..... - 207 -**

**Figure 203. Principaux facteurs à analyser lors d'une rétro-analyse d'étude de cas de tunnel soumis à une instabilité de versant. ..... - 209 -**

**Figure 204. Evolution au cours du temps des conditions engendrant un état d'instabilité du versant en fonction des facteurs de préparation, des facteurs de déclenchement et/ou de réactivation. ..... - 214 -**

**Figure 205. Synthèse des études à réaliser lors d'une rétro-analyse d'étude de cas d'un tunnel ancien et sujet à une instabilité de versant. ..... - 215 -**

**Figure 206. Carte topographique du versant de la Vignette – Panoramas illustrés du versant ..... - 233 -**

**Figure 207. Coupes sériées dans la zone d'étude de la demi-fenêtre de l'Argentière (Debelmas., J., 1955) ..... ..... - 234 -**

**Figure 208. Panoramas illustrés du versant de la Vignette (d'après Gidon, M., 2014) ..... - 235 -**

# Liste des tableaux

**Tableau 1. Distinction entre les différentes méthodes de construction en section divisée. ..... - 6 -**

**Tableau 2. Caractéristiques mécaniques utilisées pour l'étude (Huang, K.P., et al., 2010). ..... - 16 -**

**Tableau 3. Caractéristiques mécaniques utilisées pour l'étude numérique (Koizumi, Y. et al., 2010). ..... - 21 -**

**Tableau 4. Caractéristiques mécaniques utilisées pour l'étude numérique (Ashtiani, M. et al., 2010). ..... - 22 -**

**Tableau 5. Résultats des forces internes enregistrées et autorisées dans les revêtements des deux ouvrages (cas a : dans la structure du tunnel (I) ; cas b : dans la structure du tunnel (O)). Les forces axiales ($N_{cr}$) et les moments fléchissants ($M_{cr}$) autorisés au sein des éléments poutres de la structure correspondent respectivement aux efforts de compression ou traction et aux moments fléchissants autorisés dans les éléments (Yang, J.S., et al., 2008). ..... - 26 -**

**Tableau 6. Propriétés élasto-visco-plastiques des différentes unités lithologiques pour le modèle CVISC (Apuani, T., et al., 2007). ..... - 35 -**

**Tableau 7. Caractéristiques mécaniques du massif – Modèle numérique (A). ..... - 48 -**

**Tableau 8. Caractéristiques mécaniques améliorées du massif – Phase de « consolidation » – Modèle numérique (A). ..... - 48 -**

**Tableau 9. Caractéristiques géométriques et mécaniques du revêtement de l'ouvrage – Modèle numérique (A). ..... - 49 -**

**Tableau 10. Caractéristiques mécaniques du massif – modèle numérique B. ..... - 51 -**

**Tableau 11. Caractéristiques géométriques et mécaniques du revêtement de l'ouvrage – Modèle numérique (B). ..... - 52 -**

**Tableau 12. Caractéristiques mécaniques du massif et de la zone endommagée (EDZ) – Modèle numérique (A). ..... - 63 -**

**Tableau 13. Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation en fonction de la distance de l'ouvrage au versant – Cas d'un tunnel en base de versant (d). ..... - 69 -**

**Tableau 14. Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation en fonction de l'altitude de l'ouvrage – Distance de l'ouvrage au versant de 1,5D. ..... - 69 -**

**Tableau 15. Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation en fonction du déconfinement – Cas d'un tunnel en base de versant. ..... - 83 -**

**Tableau 16. Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation en fonction de la taille et la forme de l'ouvrage. ..... - 90 -**

**Tableau 17. Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation en fonction de la prise en compte ou non d'une auréole EDZ. ..... - 97 -**

**Tableau 18. Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation en fonction de la valeur du coefficient $K_0$. ..... - 104 -**

**Tableau 19. Evolution des déplacements à la surface du versant – Tunnel à une distance à la surface du versant de 1,5D – Influence du temps d'attente avant la pose du revêtement – Etude de l'influence du temps d'attente : 2 jours après la fin du déconfinement (a) et 5 jours après la fin du déconfinement (b). ..... - 111 -**

**Tableau 20. Evolution des déplacements à la surface du versant – Tunnel à une distance à la surface du versant de 10D – Influence du temps d'attente avant la pose du revêtement – Etude de l'influence du temps d'attente : 2 jours après la fin du déconfinement (a) et 5 jours après la fin du déconfinement (b). ..... - 113 -**

**Tableau 21. Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation pour les différents facteurs d'influences. ..... - 120 -**

**Tableau 22. Résultats des essais de laboratoire (Merlin, D., 1981). ..... - 152 -**

**Tableau 23. Propriétés mécaniques des formations de couverture et du massif (Fondasol, 1983). ..... - 152 -**

**Tableau 24. Propriétés mécaniques des formations retenues pour les études numériques. ..... - 156 -**

**Tableau 25. Propriétés mécaniques des structures de boisages et des maçonneries des 2 ouvrages. ... - 157 -**

**Tableau 26. Etat de la fracturation de l'encaissant proche du tunnel de l'Encombrouze. ..... - 182 -**

**Tableau 27. Evolution de l'épaisseur de la structure maçonnée de l'Encombrouze. ..... - 183 -**

**Tableau 28. Evolution du RQD (%) de la structure maçonnée de l'Encombrouze. ..... - 184 -**

**Tableau 29. Résultats des essais de laboratoire de 1977 et 2002. ..... - 185 -**

**Tableau 30. Evolution de l'ouverture (mm) des principales fissures du tronçon entre les PM65 et PM80. ..... ..... - 187 -**

**Tableau 31. Propriétés mécaniques des formations retenues pour les études numériques. ..... - 190 -**

**Tableau 32. Propriétés mécaniques spécifiques du modèle de Burger pour la formation des schistes noirs de l'Oxfordien. ..... - 191 -**

**Tableau 33. Propriétés mécaniques des structures boisages et des maçonneries de l'ouvrage. ..... - 192 -**

**Tableau 34. Valeur des convergences enregistrées en paroi de la structure au niveau des naissances de la voûte (θ=0° et θ=180°), pour une période de 28 mois..... - 204 -**

# Chapitre 1. Introduction générale

La problématique des mouvements de versant est présentée dans cette introduction, de façon synthétique. Les caractéristiques des tunnels anciens, de même que les pathologies usuelles sont décrites. Enfin, une introduction est donnée sur les interactions entre d'une part des tunnels en situation de versant, et d'autre part, des versants qui ne sont jamais parfaitement stables.

## 1.1. Les mouvements de versant

En Europe, au cours du siècle dernier, les mouvements de versant ont eu un fort impact socio-économique. Il a été estimé que 16700 personnes en sont mortes et que les dégâts provoqués par ces phénomènes sont supérieurs à 1,7 milliards d'euros (EM-DAT ; Centre for Research on the Epidemiology of Disasters – CRED ; in Malet, J.P., 2014). L'augmentation de la vulnérabilité, associée à la démographie, et le réchauffement climatique semblent à l'origine d'une aggravation du risque de mouvement de terrain de par le monde.

La difficulté de ce domaine de recherche découle du fait que l'analyse des facteurs de prédisposition, des facteurs de déclenchement et le suivi de la cinétique des mouvements de versant font appel à des compétences variées. Les disciplines nécessaires à la caractérisation des types d'instabilité et de la cinétique des mouvements (géologie, géomorphologie, hydrologie et hydrogéologie, sismologie, géotechnique, géophysique, géodésie, modélisation…) sont multiples.

La première étape dans la compréhension des instabilités de versants nécessite de distinguer les différents types d'instabilités.

### *1.1.1. Nature des mouvements de versant*

On peut distinguer d'une part les mouvements lents de fluage et d'autre part les mouvements de terrain proprement dits (Cojean, R., 1991). Ces derniers se caractérisent par un phénomène de localisation progressive des déformations suivant une surface ou zone de cisaillement, avec déplacement relatif des matériaux de part et d'autre de cette surface. La composante horizontale du vecteur de déplacement est la composante principale pour les glissements de terrain. Divers auteurs ont cherché à classer les instabilités de versants suivant différents critères. Il est possible de citer la classification de Varnes en 1978 (Figure 1), laquelle est basée sur une combinaison de critères (type de mouvement de versant et nature des matériaux).

| Type de mouvement | | | Type de matériau | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Roche | Sols | |
| | | | | Grossiers | Fins |
| Chutes | | | Écroulement rocheux<br>*Rock fall* | Écroulement de débris<br>*Debris fall* | Écroulement de terrain<br>*Earth fall* |
| Basculements | | | Basculement rocheux<br>*Rock topple* | Basculement de débris<br>*Debris topple* | Basculement de terrain<br>*Earth topple* |
| Glissements | rotation | Peu d'unités | Affaissement rocheux<br>*Rock slump* | Affaissement de débris<br>*Debris slump* | Affaissement de terrain<br>*Earth slump* |
| | translation | Peu d'unités | Roc en glissement<br>*Rock block slide* | Débris en glissement<br>*Debris block slide* | Terrain en glissement<br>*Earth block slide* |
| | | Unités multiples | Glissement rocheux<br>*Rock slide* | Glissement de débris<br>*Debris slide* | Glissement de terrain<br>*Earth slide* |
| Expansions latérales | | | Expansion de roches<br>*Rock spread* | Expansion de débris<br>*Debris spread* | Expansion de terrain<br>*Earth spread* |
| Écoulements | | | Avalanche de roches<br>*Rock flow* | Lave torrentielle<br>*Debris flow* | Coulée de terrain<br>*Earth flow* |
| Complexe | | | Combinaison de deux ou plusieurs types de mouvements principaux | | |

**Figure 1.** Classification des mouvements de versant en fonction : du type de mouvement et du type de matériau d'après Varnes, 1978.

De par leur nature même, les versants naturels sont des milieux fortement anisotropes (anisotropie de formation, de fracturation et d'état des contraintes), discontinus, hétérogènes et caractérisés par un comportement non élastique et non linéaire.

La classification géotechnique (Figure 2), proposée par Vaunat et al. (1994) et Leroueil et al. (1996), est basée sur le type de mouvement, le type de matériau et la phase du mouvement (Vaunat, J., Leroueil, S., 2002). Dans cette classification le type de mouvement est défini selon la classification de Cruden et al. (1994) et celle de Cruden et Varnes (1996).
Le type de matériau est distingué en huit classes en fonction de ses caractéristiques pétro-physiques, géotechniques et hydrologiques (Figure 2b). La prise en compte de l'eau dans cette classification est réservée principalement aux sols. En faisant abstraction des massifs carbonatés karstiques, les massifs rocheux sont des milieux de faible porosité, laquelle est souvent associée à de faibles conductivités hydrauliques. Ces massifs sont très sensibles aux variations du champ de contrainte (Cojean R., 1991).
De nombreux versants naturels, proches de l'état d'instabilité, ont déjà subi des déplacements au cours de leur histoire. Il est important de considérer que le comportement d'un versant naturel évolue au cours du temps. Les mouvements au sein du versant peuvent être décomposés en 3 étapes : pré-rupture, rupture et post-rupture (Figure 2c). De possibles réactivations au cours du temps et selon d'anciennes surfaces de rupture peuvent rendre complexe la cinétique des déplacements (Malet J.-P., 2014).
Cette classification peut être exprimée au moyen d'une matrice (Figure 2d). Les différents éléments la constituant représentent une réponse spécifique du versant caractérisée par des facteurs de prédisposition, des facteurs de déclenchement et des mécanismes de rupture.

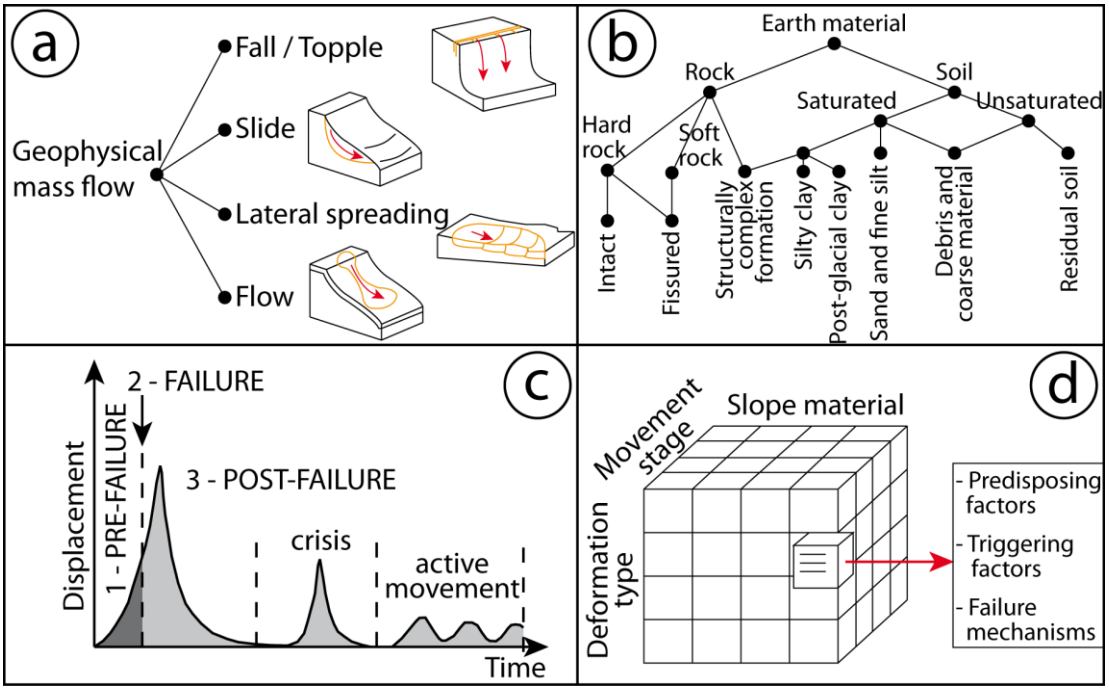



**Figure 2.** Classification géotechnique des mouvements de versant en fonction : du type de mouvement (a), du type de matériau (b) et de la phase de l'instabilité (c) d'après Cruden et al., 1994 ; Cruden et Varnes, 1996 (in Malet, J.-P., 2014).

Il faut observer qu'une instabilité de versant est rarement représentée par un seul type de mouvement mais par plusieurs se succédant, se combinant et se surimposant dans le temps et dans l'espace. On peut alors parler de « mouvement complexe ». Il se caractérise par un type de mouvement prédominant au niveau de certaines zones de la masse en mouvement, pouvant varier dans le temps en fonction des moteurs de l'instabilité (Van Asch, Th.W.J., et al., 2007).

En définitive, tous les types de mouvements de versant, quelles que soient leurs étapes dans l'évolution du mouvement sont contrôlés par des facteurs de prédisposition et des facteurs de déclenchement. On y rajoute parfois des facteurs de préparation.

### *1.1.2. Cinétique et moteur des mouvements de versant*

L'histoire géomorphologique des versants naturels a été influencée par différents processus (déformation tectonique, subsidence ou surrection, séismes, cycles glaciaires, incision en pied de versant d'un cours d'eau, précipitations…).
Ces différents processus entraînent au cours du temps une évolution de l'état de contrainte et de chargement du versant ainsi qu'une modification rhéologique des matériaux (par altération, endommagement, …). La résistance au cisaillement mobilisable dans le massif de sol ou de roche, caractérisée sommairement par une cohésion et un angle de frottement, évolue donc avec le temps.
Tous les facteurs de prédisposition ne sont donc pas immuables dans le temps. Certains de ces facteurs évoluent et contribuent à préparer un événement en gestation (Cojean, R., 1991). On peut aussi parler de facteurs de préparation pour cette catégorie de facteurs de prédisposition. Certains facteurs de déclenchement correspondent à des phénomènes se développant sur plusieurs mois (saisons pluvieuses), voire plusieurs années. Dans ces cas aussi on peut parler de facteurs de préparation. Une déstabilisation du versant provoquée par un facteur de déclenchement ponctuel dans le temps (séisme, fortes précipitations) contribue à augmenter la cinétique des mouvements, alors que des contraintes de cisaillement augmentent et que la résistance au cisaillement diminue.
Une évolution en trois étapes (préparation de la rupture, rupture, évolution post-rupture) du mouvement de versant donne une bonne représentation du comportement du massif et de la cinétique des déplacements (Figure 3).

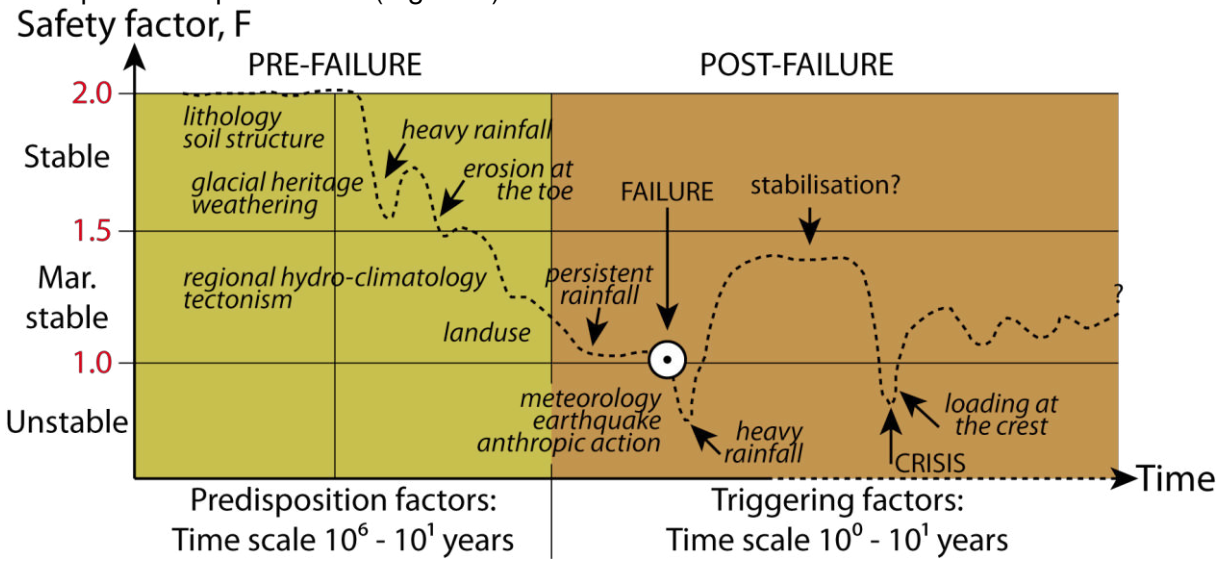



**Figure 3.** Evolution au cours du temps de l'instabilité du versant en fonction des facteurs de prédisposition et des facteurs de déclenchement (Van Asch Th.W.J., I.H., et al., 2007).

L'évolution de la morphologie du versant suite à la rupture peut conduire à une stabilisation précaire du mouvement de versant. Cependant, au cours du temps, la cinétique des déplacements au sein du versant peut varier selon des cycles plus ou moins longs, en fonction de certains facteurs de réactivation (Van Asch, Th.W.J., et al., 2007). Parmi les cycles courts, on peut citer les variations saisonnières des précipitations influençant les niveaux des nappes phréatiques et les pressions interstitielles dans les formations de couverture. Les cycles glaciaires et interglaciaires ou l'évolution des conditions hydrogéologiques régionales affectent aussi la stabilité d'un versant selon des cycles plus longs (Malet J.-P., 2014).

Un mouvement de versant, généralement complexe géométriquement, avec pour certains cas des instabilités multiples et d'échelles différentes et correspondant à des cinétiques distinctes et évolutives dans le temps, ne peut résulter uniquement d'un seul facteur de déclenchement.

Il est parfois difficile de distinguer clairement le mécanisme de déclenchement d'un mouvement de versant. A la rupture, les forces motrices et les forces résistantes sont à l'équilibre. De faibles déplacements, lents, peuvent avoir lieu avant la rupture. L'augmentation du taux de déplacements à la rupture, accompagnée du développement ou de la réactivation d'une surface de rupture est le résultat soit d'une augmentation des contraintes de cisaillement, soit d'une réduction de la résistance au cisaillement, soit de ces deux processus combinés. Il est courant que plusieurs facteurs de déclenchement opèrent simultanément.

Après la caractérisation des différents contextes d'un versant, l'analyse des instabilités constatées doit conduire à s'interroger sur l'état du versant (phase ou étape du mouvement), sur les principaux moteurs des mécanismes prédominants et sur leurs évolutions dans le temps.

Après avoir introduit de manière succincte les instabilités de versants, il est important de définir les caractéristiques des tunnels anciens ainsi que leur fonctionnement et les méthodes de construction anciennes.

## 1.2. Les tunnels anciens en maçonnerie

En France, la plupart des ouvrages souterrains ferroviaires ont été construits avant 1900 (Figure 4). Durant cette période plus de 1000 tunnels anciens constitués d'une structure maçonnée : briques ou moellons liés par des joints de mortier ou de ciment, ont été construits (Carnero, I.H., 2007).

Les méthodes de construction, le soutènement et le revêtement de ces ouvrages anciens diffèrent des méthodes de construction actuelles. C'est pourquoi, nous présenterons de manière succincte les méthodes de construction des ouvrages anciens ainsi que les pathologies spécifiques affectant ces ouvrages.

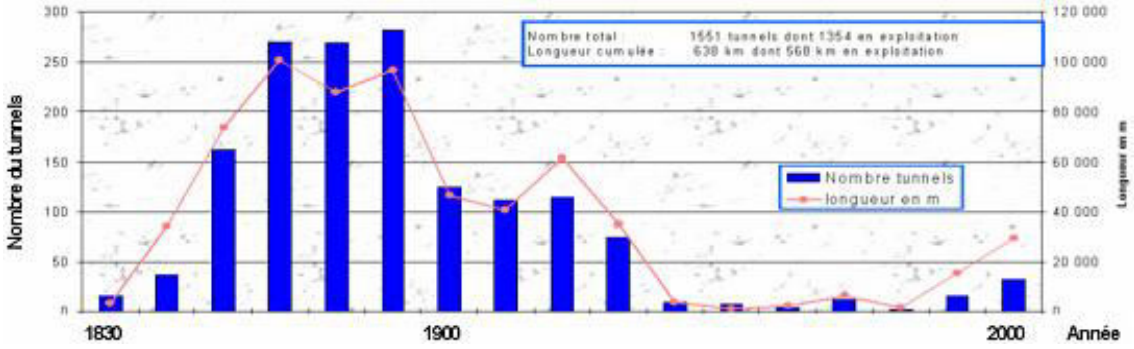



**Figure 4.** Histogramme du nombre de tunnels construits sur le réseau SNCF (Carnero, I.H., 2007).

Les problématiques posées aux ingénieurs responsables de l'entretien et de la surveillance de ces ouvrages sont variées. Certaines pathologies affectant ces ouvrages correspondent aux vieillissements des matériaux constitutifs des structures maçonnées, tandis que d'autres résultent des actions du terrain encaissant et de ses évolutions dans le temps.

### *1.2.1. Typologie des parties d'un tunnel*

L'analyse des pathologies au niveau d'un ouvrage nécessite l'utilisation d'un vocabulaire technique précis permettant de localiser sur un profil transversal de l'ouvrage les dommages affectant la structure (Figure 5). Le glossaire en fin de mémoire donne la définition des principaux termes techniques utilisés.

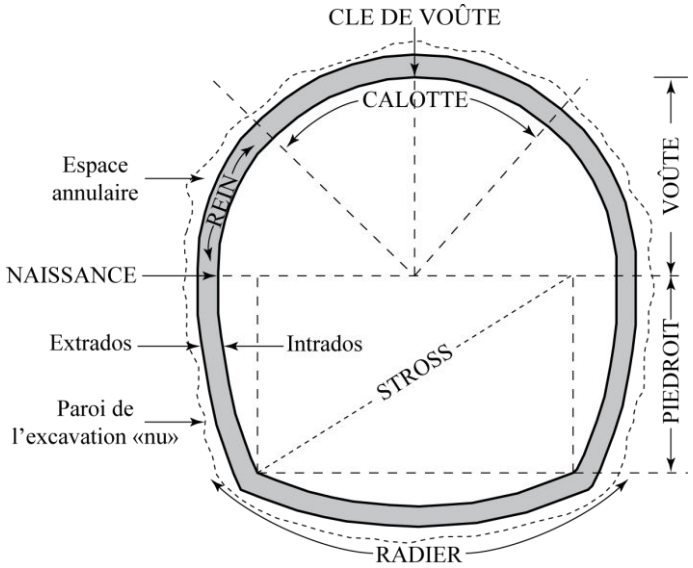



**Figure 5.** Parties d'une section transversale d'un tunnel.

### *1.2.2. Méthodes de construction anciennes*

La méthode de creusement utilisée et le phasage des travaux influencent la réponse du massif encaissant à court et long terme. La nature géologique des terrains traversés, l'état de contrainte dans le massif, les structures géologiques, les discontinuités rencontrées et les conditions hydrogéologiques contrôlent cette interaction entre méthode de creusement et réponse du massif.

Même si ce mémoire porte sur des tunnels anciens en contexte de versant instable, il est important de connaître les méthodes anciennes de construction d'une façon générale ainsi que les pathologies spécifiques de ces ouvrages.

Les méthodes de construction d'un tunnel ancien peuvent être divisées en deux grandes familles :

- une excavation dite en *pleine section,* lorsque l'abattage est réalisé sur l'ensemble de la section transversale à déblayer. L'excavation est suivie de la construction du revêtement par anneaux successifs. La *méthode anglaise* correspond à ce mode de construction en pleine section.
- une excavation en *section divisée,* lorsque les différentes phases d'excavation et de marinage successives alternent avec des phases de mise en place du soutènement (boisage et blindage) et de la construction de la maçonnerie. La *méthode belge* correspond à cette famille.

Dans le domaine d'étude des tunnels anciens en contexte de subsurface au sein d'un versant, les méthodes en section divisée ont été privilégiées. La méthode de construction belge est présentée succinctement ci-dessous et un bref récapitulatif des distinctions entre les différentes méthodes en section divisée est exposé.

- ***La méthode belge***

Lorsque les terrains encaissants rencontrés lors du percement étaient de mauvaise qualité, cette méthode était privilégiée, le phasage important des travaux permettant de limiter la déstabilisation du massif encaissant. Dans les terrains détritiques, l'avancement était réalisé par petites passes en traitant avec soin le soutènement et en construisant les piédroits avant de déblayer le stross.

Cette méthode en section divisée commence avec une galerie de faîte, laquelle était utilisée dans certains cas comme une galerie de reconnaissance (Figure 6). L'abattage au large, le boisage et le blindage puis la construction de la voûte maçonnée précédaient l'abattage de

la demi-section inférieure par enlèvement du stross. La construction des piédroits en sous-œuvre de la voûte de bas en haut achevait la réalisation de la structure maçonnée. Un radier contre-voûté était réalisé ponctuellement, en dernière opération lors de la traversée de terrains de mauvaise consistance.

Remarque : dans les terrains de tenue moyenne à bonne, la phase de terrassement du stross était couramment réalisée avant l'exécution des piédroits (Figure 6).

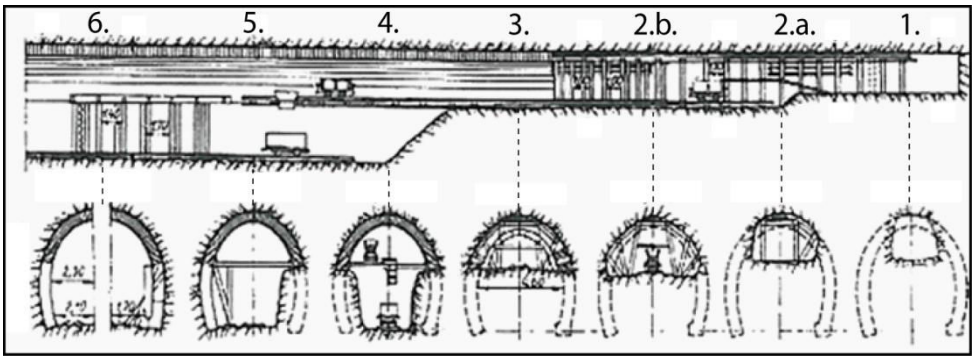



**Figure 6.** Réalisation d'un tunnel selon la méthode belge (Carnero, I.H., 2007 ; Szechy, K., 1970).

Cette méthode en demi-section est donc caractérisée par la présence de trois niveaux de clavages : en clé de voûte et au niveau des naissances. Ces zones sont souvent le siège de malfaçons du fait des difficultés d'accès et de manutention. Il est facile de rencontrer au niveau de ces zones une sous-épaisseur fréquente de la maçonnerie, l'absence de blocage derrière la structure associée à la présence de vides et enfin la présence de restes du boisage. Au cours du temps, ces restes de boisage pourrissent notamment en présence d'eau et conduisent à une lente décompression des terrains encaissants (Thiaudière, P., 1998 ; Carnero, I.H., 2007).

Dans ce genre de terrains peu favorables à la tenue des parois, les cintres en bois étaient mis en place de manière plus excentrée du centre de l'ouvrage par rapport à la position définitive de l'extrados afin de compenser le tassement des terrains lors du décintrement du soutènement (Thiaudière, P., 1998).

L'ensemble de ces considérations conduit à supposer un déconfinement hétérogène autour de la section de l'ouvrage excavée. Les zones de clavage constituent ainsi des zones de faiblesse mécanique et peuvent être à l'origine d'un déconfinement plus important au sein de l'encaissant.

- ***Les distinctions entre les différentes méthodes en section divisée***

Les différentes méthodes de construction en section divisée diffèrent légèrement quant à la succession des différentes phases (Tableau 1). Par voie de conséquence, les niveaux de clavage et les zones de faiblesse mécanique diffèrent d'une méthode à l'autre.

| Méthode belge | Méthode autrichienne | Méthode allemande |
|---|---|---|
| 1. Galerie de faîte.<br>2. Abattage au large.<br>3. Construction de la voûte.<br>4. Piédroit 1ère phase.<br>5. Piédroit 2de phase.<br>6. Terrassement du stross. | 1. Galerie de base.<br>2. Galerie de faîte.<br>3. Abattage.<br>4. Terrassement piédroit 1ère phase.<br>5. Terrassement piédroit 2de phase.<br>6. Construction des piédroits.<br>7. Construction de la voûte. | 1. Terrassement piédroit 1ère phase.<br>2. Terrassement piédroit 2de phase.<br>3. Galerie de faîte.<br>4. Construction de la voûte.<br>5. Terrassement du stross. |
| Trois niveaux de clavage : clé de voûte / naissances. | a) Un niveau de clavage en clé de voûte.<br>b) En terrain difficile, la variante la plus utilisée est associée à 3 niveaux de clavage en clé de voûte et au niveau des naissances. | Un seul niveau de clavage en clé de voûte. |

**Tableau 1.** Distinction entre les différentes méthodes de construction en section divisée.

En cas de creusement dans des terrains de faible résistance mécanique, le phasage des travaux, nécessaire à la tenue de l'excavation, est plus important et le nombre de niveaux de clavage augmente.

Les méthodes de construction anciennes présentent des particularités résumées ci-dessous par rapport aux méthodes actuelles :

- Cadences d'avancement plus faibles que celles réalisées aujourd'hui. Elles sont associées à un déconfinement et une déconsolidation du terrain encaissant plus importants et hétérogènes autour de l'ouvrage.
- Irrégularités géométriques importantes, au niveau du profil de déroctage associées à des hors-profils et également au niveau de la structure (forme, dimension des blocs, épaisseur totale de la maçonnerie).
- Présence de vides à l'extrados de la structure ou tout du moins de matériaux de bourrage issus du marinage, derrière la structure maçonnée, avec des restes de boisage. Cet espace annulaire est le siège d'un écoulement favorisant l'entraînement de fines et l'altération de la structure.

### *1.2.3. Le fonctionnement des ouvrages maçonnés*

Le but de toute structure de tunnel est de limiter le déconfinement du terrain encaissant provoqué par le creusement de l'ouvrage. C'est sur ce principe que la méthode convergence-confinement a été établie.

La convergence des terrains en paroi de l'excavation va provoquer une mise en charge progressive de la structure de l'ouvrage. En conséquence, la forme géométrique des ouvrages influence la répartition des efforts au sein de la structure. Par exemple, une section voûtée permet une bonne transmission des efforts aux assises inférieures (Carnero, I.H., 2007).

Une maçonnerie est constituée de moellons ou de briques joints ensemble par un mortier de chaux ou de ciment. De ce fait, de par sa nature intrinsèque, une structure maçonnée est plus susceptible de résister à des efforts de compression plutôt qu'à des efforts de traction (Idris, J., 2007).

Pour les ouvrages anciens, les contraintes régnant au sein du terrain encaissant sont transmises à la structure de l'ouvrage par l'intermédiaire d'une structure de pierres sèches ou pierres de blocage qui permet de lier la structure maçonnée au massif. Une voûte maçonnée est conçue pour être constamment en compression (Idris, J., 2007). L'absence de pierres de blocage ou la présence de restes de boisages ou de vides, notamment au niveau des zones de clavage, peut entraîner la formation de cavités au cours du temps, perturbant alors la transmission des efforts du massif à la structure maçonnée.

Une structure maçonnée relativement plus souple qu'une structure en béton peut s'adapter à l'évolution des sollicitations du massif en se déformant légèrement au niveau des joints de mortier. Cependant lorsque les résistances à la compression ou à la traction de la structure sont dépassées, la rupture se produit au niveau de ces joints, car ils présentent une résistance moindre.

Lorsque la structure maçonnée fonctionne normalement et que la résistance de la structure n'est pas dépassée, les efforts de compression au niveau de la voûte sont transmis aux piédroits. En fonction de l'état de contrainte dans l'ouvrage et des poussées du terrain encaissant, la structure maçonnée peut se déformer et entrer en rupture de façon variable (Figure 7).

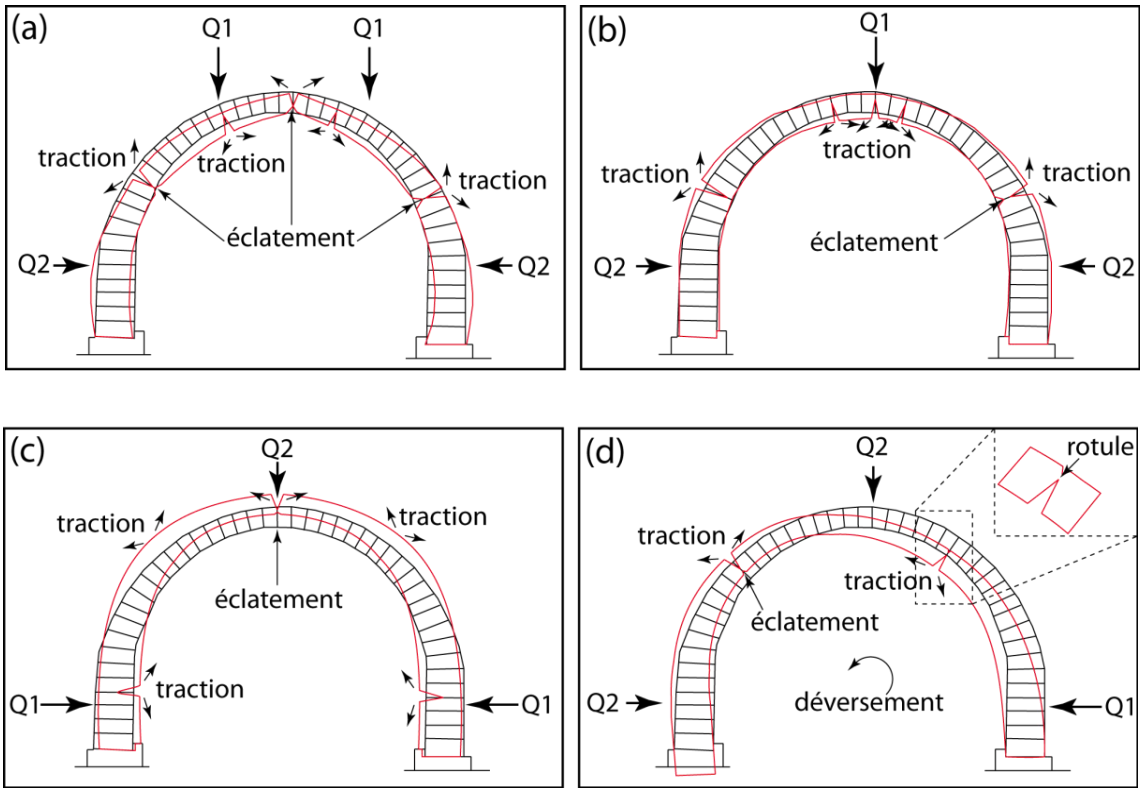



**Figure 7.** Comportement des sections transversales de structures maçonnées dans différents contextes de forces appliquées avec Q1>Q2(d'après CETU, 2004 ; Idris, J., 2007).

### *1.2.4. Les pathologies des ouvrages maçonnés anciens*

Le creusement d'un tunnel en contexte de versant instable augmente la cinétique des déplacements du versant et peut être le facteur déclenchant ou réactivant une instabilité. L'analyse des désordres communs aux maçonneries permet une meilleure compréhension des efforts au sein du massif encaissant de l'ouvrage. Les principales pathologies des ouvrages maçonnés et leurs origines courantes sont exposées ci-dessous (d'après Thiaudière, P., 1998 ; Magnien, P., 2007 ; CETU, 2004 ; AFTES GT14, 2005).

- ***Les déformations de la structure***

- Aplanissement : cette déformation de la section transversale de l'ouvrage affecte la calotte de façon symétrique. Elle se caractérise par un abaissement du niveau de la voûte et un écartement des piédroits. Cette pathologie peut être associée à une fissuration longitudinale ouverte en clé de voûte au niveau des rotules de la déformation (Figure 7b). Cette déformation peut résulter d'une diminution de la butée latérale au sein du massif encaissant.

- Pincement : on assiste à un rapprochement des piédroits ainsi qu'une élévation de la hauteur sous la clé de voûte. Cette déformation peut être accompagnée d'une fissuration longitudinale fermée associée à un écaillage mécanique des moellons ou pincement des joints (Figure 7c).
  L'origine de cette pathologie peut être le résultat d'une décohésion du terrain en clé de voûte de l'ouvrage associée à un mauvais clavage. Une importante contrainte horizontale est également susceptible d'entraîner ce genre de dommages.

- Méplat : cette déformation de la structure s'apparente au pincement mais n'affecte qu'un seul côté du profil transversal. Elle peut être accompagnée par une fissuration longitudinale en son sein au niveau d'une rotule.
  Une poussée dissymétrique au sein du massif encaissant, de part et d'autre de la section transversale, associée à une forte contrainte horizontale peut entraîner ce genre de pathologie.

- Ventre : il permet de décrire une déformation localisée au niveau d'un piédroit et caractérise un déplacement orienté vers l'intérieur de l'ouvrage.
  Si certains ventres sont susceptibles d'avoir été créés par une malfaçon de construction, ils sont généralement situés au niveau de la naissance de la voûte et ne sont accompagnés d'aucune autre pathologie. Une autre cause d'apparition peut être : un affaissement du piédroit sous son poids propre, une poussée du blocage non lié ou du terrain.
- Déversement : il caractérise une déformation de la structure associée à une rotation de la section transversale de l'ouvrage (Figure 7d).
  Cette pathologie est généralement le résultat d'une instabilité de versant affectant le massif environnant. L'ouvrage se déforme en suivant le sens du mouvement.

- ***Les signes de rupture***

- Ecaillage mécanique : une partie des moellons ou briques, en surface de l'intrados de l'ouvrage, se détache en écailles sous l'effet d'une mise en contrainte compressive excessive.
  Cette rupture en compression peut résulter d'une malfaçon de construction correspondant à un déficit de mortier entre les moellons, lesquels se retrouvent en contact. Une poussée excessive du terrain encaissant peut également entraîner un franchissement du seuil de résistance en compression de la structure.
- Fissures longitudinales : cette rupture suit l'axe de l'ouvrage et se produit généralement dans les joints qui sont les plus sollicités et éventuellement ceux de plus faible résistance. Ces fissures peuvent être situées n'importe où sur le profil transversal de l'ouvrage, matérialisant la position des rotules de la déformation transversale de l'ouvrage. Elles sont caractérisées par un jeu au niveau des lèvres des fissures (ouverture, fermeture, désaffleurement et rejet). Ce jeu ou mouvement relatif traduit le mécanisme de rupture de la structure, à savoir respectivement : de la traction, de la compression et du cisaillement ou glissement (Figure 8).
  Ces fissures peuvent être associées au vieillissement des éléments constitutifs du revêtement (déjointement, altération des mortiers). Elles peuvent également résulter d'une action du terrain encaissant entraînant la rupture une fois un seuil de rupture locale de l'ouvrage dépassé.

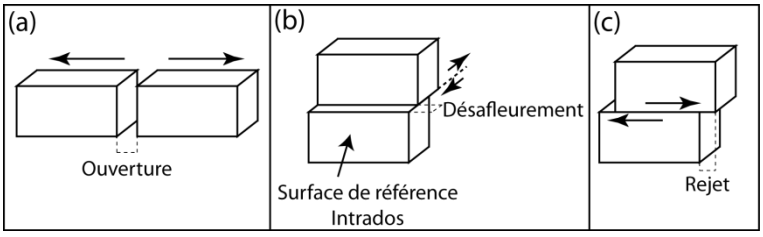



**Figure 8.** Mouvement relatif des lèvres de fissures d'une maçonnerie.

- Fissures transversales : elles sont orientées perpendiculairement à l'axe de l'ouvrage. Elles peuvent être uniques et continues ou en séries se relayant avec d'autres fissures. Il est courant de retrouver ces fissures à proximité des têtes de tunnels au sein du massif décomprimé. Cependant cette pathologie peut être également observée dans la section courante de l'ouvrage, traduisant alors une influence du massif encaissant ou la présence d'une faille. Tout comme les fissures longitudinales, elles sont caractérisées par un jeu renseignant sur le comportement de l'ouvrage au sein du massif encaissant selon son axe longitudinal.
  Il est important de déterminer si ces fissures sont le résultat de malfaçons de construction (reprise d'un anneau de la structure maçonnée, harpe de liaison : jonction oblique de deux sections de l'ouvrage), ou bien le résultat d'une évolution postérieure à la construction.
- Fissures obliques ou biaises : elles sont obliques par rapport à l'axe de l'ouvrage. On les retrouve de manière isolée, en réseau, combinées ou se relayant avec des fissures

longitudinales et transversales. Lorsqu'elles sont situées uniquement au sein des joints entre les moellons, elles définissent une forme en « marches d'escalier ».
L'apparition de ces fissures traduit généralement une torsion de la voûte sous l'influence du terrain encaissant. Situées à proximité d'une tête de tunnel, elles peuvent caractériser : un basculement de la tête du tunnel dans le versant, un glissement de terrain ou un tassement des fondations. Au niveau d'une section courante, elles peuvent signaler un gonflement du terrain encaissant, du fluage, l'action d'une faille active ou une variation longitudinale de l'encaissant de l'ouvrage.

- Fissures en sifflet ou en casquette : cette pathologie est caractérisée par un chevauchement de deux portions de la structure sur une même section transversale. Ces fissures se caractérisent par des désaffleurements importants.
  Ce type de rupture peut résulter d'une interception de la section de l'ouvrage par un plan de glissement.

## 1.3. Les interactions entre les ouvrages et une instabilité du versant

Dans le but de comprendre l'interaction d'un tunnel ancien creusé peu profondément avec une instabilité du versant, il est primordial de considérer la situation du tunnel rentrant dans le versant. Il faut distinguer les tunnels longeant le versant sous une faible couverture, des tunnels orientés transversalement ou de manière légèrement oblique par rapport au versant. Les pathologies identifiables dans la structure des ouvrages varient en fonction de la situation du tunnel dans le versant ainsi qu'en fonction du type de mouvement de versant et de son orientation par rapport à l'ouvrage.

### *1.3.1. Tunnels parallèles au versant*

Dans le cas d'un ouvrage parallèle à la direction du versant, l'interaction de l'ouvrage avec l'instabilité du versant se développe généralement sur un plus long linéaire que pour une instabilité de tête de tunnel. Associée à un « mouvement complexe » du versant, l'interaction de la structure de l'ouvrage avec l'instabilité du versant varie généralement au cours du temps et également selon le linéaire de l'ouvrage. La complexité des formations traversées, des discontinuités rencontrées, de l'histoire géomorphologique et la multiplicité des moteurs des instabilités rend en général difficile l'analyse des causes des pathologies de l'ouvrage. La part des différents mécanismes d'instabilité sur l'apparition et le développement des pathologies peut être évaluée en suivant l'évolution des pathologies au cours du temps.
Concernant les ouvrages anciens maçonnés, certaines dispositions constructives peuvent être prises. L'assemblage de moellons en « opus incertum » permet une meilleure résistance par rapport à une maçonnerie « assisée ». L'augmentation de l'épaisseur de la structure au niveau du piédroit (côté versant) permet d'augmenter légèrement la résistance de l'ouvrage face aux sollicitations du terrain encaissant.
L'analyse des différents contextes de l'ouvrage est nécessaire pour déterminer les facteurs de prédisposition et les mécanismes moteurs des instabilités. Une carte d'intensité spatiale des mécanismes d'instabilités gravitaires peut permettre une meilleure compréhension des pathologies de la structure de l'ouvrage au niveau des sections particulièrement affectées.

Dans ce genre de situation, il est important de s'écarter le plus possible de la surface du versant ou d'une surface potentielle de rupture pré-existante afin de limiter l'interaction de l'ouvrage avec une instabilité du versant.

### *1.3.1. Instabilité des têtes de tunnels*

Le terme d'instabilité de tête de tunnel est employé lorsque l'interaction de l'ouvrage avec un mouvement de versant se limite à une section limitée de l'ouvrage rentrant dans le versant. Généralement la direction du mouvement de versant est identique à légèrement oblique par rapport à l'orientation de l'ouvrage. Pour un mouvement de versant strictement dans l'axe de l'ouvrage, l'instabilité du versant sollicite la résistance de la structure de l'ouvrage selon son axe.

La structure de l'ouvrage est susceptible d'apporter une certaine résistance au cisaillement au sein du terrain. Cependant en considérant d'un côté les dimensions de l'ouvrage et de l'autre les forces motrices de la masse instable, cette résistance de la structure joue en général un faible rôle.
Concernant les ouvrages anciens maçonnés, certaines dispositions constructives d'assemblage des moellons ou briques permettent d'augmenter légèrement la résistance de la structure au cisaillement dans le terrain. Pour un mouvement de versant dans l'axe de l'ouvrage, il convient de réaliser des harpes de liaison entre 2 anneaux jointifs de la maçonnerie de moellons.
Dans ce genre de situation, il est important de s'écarter le plus rapidement possible de la zone décomprimée du versant. L'analyse des mécanismes d'instabilités, des facteurs de prédisposition et des facteurs de déclenchement permet de préciser la zone d'influence géotechnique de l'ouvrage par rapport à l'instabilité du versant.

# Chapitre 2. Interactions entre tunnels et versants – synthèse bibliographique

Ce chapitre présente différents contextes d'interaction entre tunnels et versants à partir d'études de cas issues de la bibliographie. L'objectif est d'en retirer une forme de retour d'expérience utile aux travaux de recherche présentés dans les chapitres suivants.

## 2.1. Pathologies d'un ouvrage suivant son orientation dans un versant instable

Le diagnostic des pathologies dans les structures d'ouvrages permet la caractérisation des interactions géomécaniques entre l'ouvrage et une instabilité de versant selon leurs orientations respectives.

L'apparition des désordres dans la structure de l'ouvrage peut se produire longtemps après la fin de la construction de l'ouvrage. L'augmentation de l'instabilité du versant mais également la dégradation progressive des matériaux encaissant de l'ouvrage et des matériaux constitutifs de la structure de l'ouvrage peuvent expliquer l'apparition différée des pathologies de l'ouvrage (Wang, T.T., 2010).

La surveillance et les inspections régulières des ouvrages constituent la base de la maintenance et de la surveillance des tunnels. Elles permettent d'identifier l'apparition des pathologies par confrontation avec des états antérieurs de l'ouvrage.
Le diagnostic des pathologies permet de juger de la nécessité et de l'urgence de la mise en place de mesures de confortement ainsi que des moyens de suivi des pathologies. Il est important d'identifier, à partir des résultats d'investigations, quel facteur contrôle la déformation de l'ouvrage et également comment les pathologies ont évolué. Les contre-mesures adéquates doivent être choisies en fonction du degré des pathologies et de leurs causes (Asakura, T., Kojima, Y., 2003). Lors de l'inspection il est particulièrement important de localiser la zone de déformation de l'ouvrage ainsi que la distribution spatiale des fissures et leurs mouvements relatifs (Asakura, T., Kojima, Y., 2003 ; Magnien, P., 2007 ; Wang, T.T., 2010).

### *2.1.1. Déformation et fissuration des structures en fonction de la situation des ouvrages dans le versant.*

L'article (Wang, T.T., 2010) portant sur les caractéristiques des fissures générées dans le revêtement du fait d'une instabilité de versant, présente différentes études de cas en fonction de la situation du tunnel dans le versant et caractérise des fissures types en fonction de la direction du mouvement de versant par rapport à l'ouvrage.

Les déformations ultérieures à la construction du tunnel entraînent une augmentation des contraintes régnant dans le revêtement. Passé le seuil de résistance de la structure, des fissures vont apparaître et leurs configurations vont dépendre des variations des contraintes dans le temps et dans l'espace (Wang, T.T., 2010).
L'état des contraintes initiales régnant dans le versant avant la construction du tunnel, le mode de creusement du tunnel, le traitement des interfaces entre l'ouvrage et le terrain encaissant, et les caractéristiques structurelles du revêtement jouent un rôle sur les pathologies observées sur l'ouvrage et sur le développement des fissures et leurs caractéristiques : orientations, persistances et ouvertures.

Trois types de situations de l'ouvrage peuvent être distingués :

### a. *Tunnel perpendiculaire à la direction du mouvement du versant (cas le plus général pour un tunnel de versant suivant la direction du versant) :*

Dans ce contexte, en admettant un mouvement relativement homogène, la déformation caractéristique de la structure sollicitée par les masses en mouvement correspond à une section déjetée vers l'aval (Figure 9). Suivant la rigidité de la structure ainsi que la présence de joints, cette déformation sera plus ou moins importante avant d'arriver au seuil de rupture. La mise en place de joints longitudinaux, parallèlement à l'axe de l'ouvrage, autorise des déformations au sein des structures rigides.

Cependant, en présence d'un mouvement de versant variant longitudinalement en intensité (en suivant la direction du versant), il est possible de remarquer une évolution des pathologies, selon l'axe du tunnel. L'extension de la structure devient maximale au niveau de la zone soumise au pic du mouvement. Le taux de déformation en déversement est également plus fort au niveau de cette section fortement endommagée.

La réalisation de joints longitudinaux permet dans ce cas de pallier légèrement les déformations entre les différentes sections.

La déformation de cisaillement se répartit sur un profil longitudinal de l'ouvrage.

Une fissure longitudinale, généralement en clé de voûte et traversant plusieurs joints de construction, est le type de fissure qui apparaît le plus communément (Wang, T.T., 2010).

D'autres fissures moins communes peuvent être visibles du fait de la présence de joints longitudinaux situés :
- En naissance,
- A la jonction piédroit/radier.

Légende :
- fissure
- direction générale du mouvement
- déformation du profil
- extension
- compression

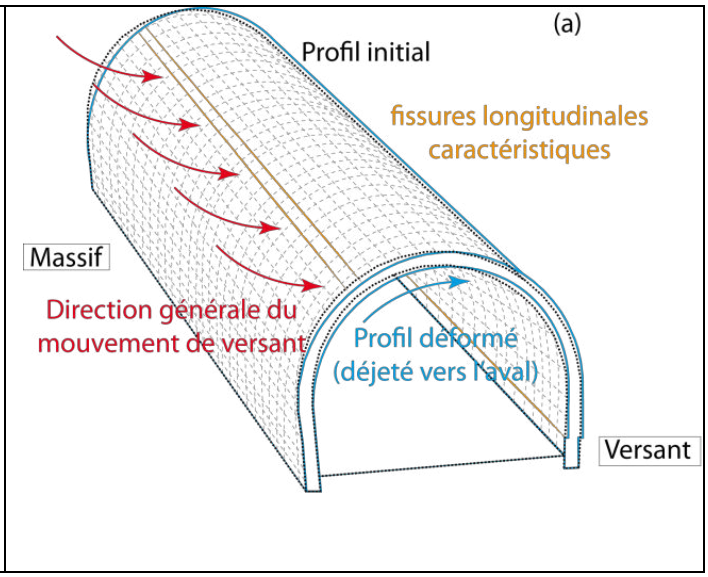



**Figure 9.** Fissures caractéristiques d'un cas de tunnel perpendiculaire à la direction du mouvement de versant.

Dans ce type de situation, la présence de fissures transversales locales est possible, délimitant des portions de tunnels soumises à des mouvements plus ou moins rapides résultant d'une variation de l'état de contrainte auquel est soumis la structure le long du tunnel.

En fonction de la position des fissures sur le profil de l'ouvrage, par rapport à la direction du mouvement de versant, le mouvement relatif des lèvres des fissures varie (Wang, T.T., 2010). Dans le cas d'un tunnel perpendiculaire à l'orientation du mouvement de versant (Figure 9), les caractéristiques générales des fissures sont les suivantes (Figure 10) :

- A l'aval (piédroit droit de la Figure 10), les vecteurs de déplacement sont orientés vers l'extérieur. Les fissures identifiées sont fermées ou fragmentées (A). Le béton de revêtement rompt à cause d'un excès en compression et/ou d'un excès de cisaillement.
- A l'amont du tunnel (piédroit gauche de la Figure 10), les vecteurs de déplacement pointent vers l'intérieur du tunnel et sont associés à de plus faibles valeurs de déplacement. Les fissures présentes sont ouvertes et quelquefois déplacées (B) du fait d'une contrainte de traction. On peut aussi observer de fines fissures fermées, de faible persistance et occasionnellement accompagnées de fissures en échelon (C).

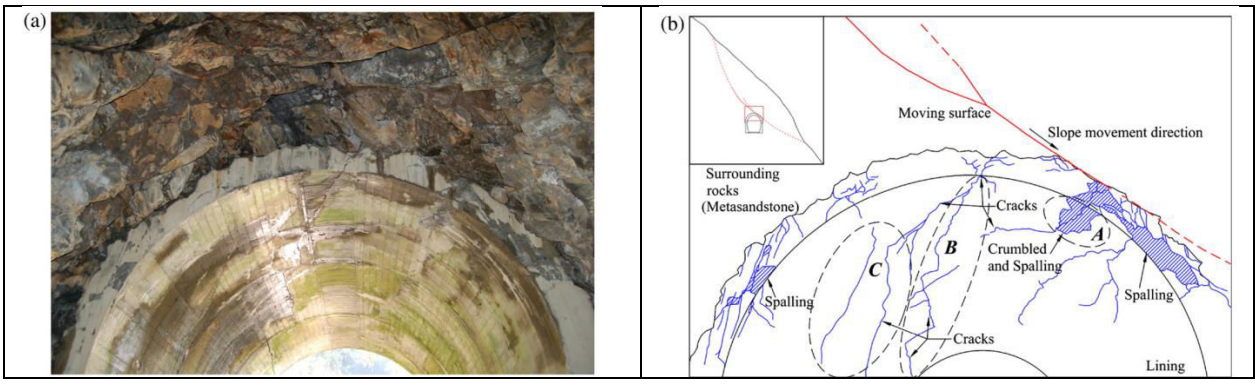



**Figure 10.** Caractéristiques des fissures selon une section transversale – cas d'un ouvrage perpendiculaire à la direction du mouvement de versant (Wang T.T., 2010).

La déformation de la structure de l'ouvrage étudié correspond à un chargement dissymétrique d'une section transversale de la structure mais pouvant affecter une partie importante de l'ouvrage. Le mouvement relatif des lèvres d'une fissure sera décrit par la suite au chapitre 2.1.2., traitant de la déformation d'un tunnel soumis à un chargement dissymétrique.

### b. *Tunnel parallèle à la direction du mouvement du versant (situation de tête de tunnel) :*

Dans cette situation, la déformation de la section du tunnel est généralement localisée à proximité de la tête de tunnel. La déformation, associée au décrochement de la tête du tunnel dans le versant entraîne sur le profil longitudinal une extension selon l'axe du tunnel en voûte du tunnel et au contraire une compression dans le radier selon la même orientation (Figure 11).

Du fait de l'orientation de la structure, celle-ci en général n'enregistre pas de grandes déformations en extension au niveau de la voûte avant la rupture.

La déformation de cisaillement se répartit sur un profil transversal.
Pour un tunnel où le revêtement est coulé in-situ, les joints de construction transversaux espacés de 6-12m peuvent s'accommoder légèrement aux déformations de cisaillement.

La déformation de cisaillement peut être (Wang, T.T., 2010) :

- Concentrée sur la surface de glissement entre 2 joints, on assiste alors à l'apparition d'une fissure transversale majeure,
- Répartie sur une vaste zone, avec apparition d'un ensemble de fissures transversales.

Légende :
fissure
direction générale du mouvement
déformation du profil
extension
compression

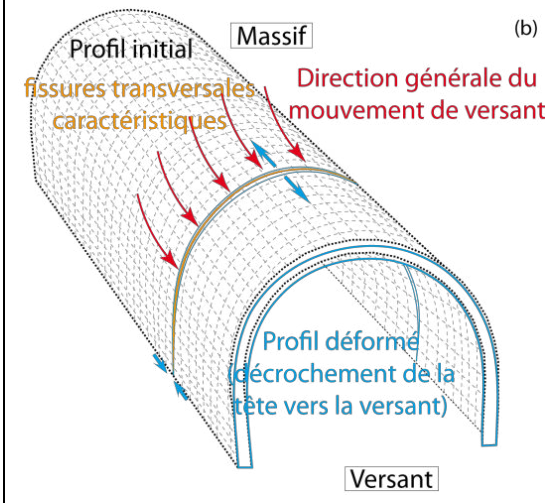



**Figure 11.** Fissures caractéristiques d'un cas de tunnel parallèle à la direction du mouvement de versant (tête de tunnel).

### c. ***Axe du tunnel oblique par rapport à la direction du mouvement :***

Ce type de contexte est le plus difficile à appréhender. Au niveau d'une section transversale, la déformée va présenter une composante transversale légèrement déjetée vers l'aval tout en présentant une composante longitudinale tendant vers une extension plus significative de la portion aval de la section (Figure 12).

Ni les joints de construction transversaux ni les joints longitudinaux ne sont parallèles à la déformation de cisaillement et ne permettent donc d'atténuer l'impact du mouvement du versant.

Généralement, le long du plan de cisaillement, il est possible d'observer une fissure inclinée accompagnée de fissures en échelon (Wang, T.T., 2010).

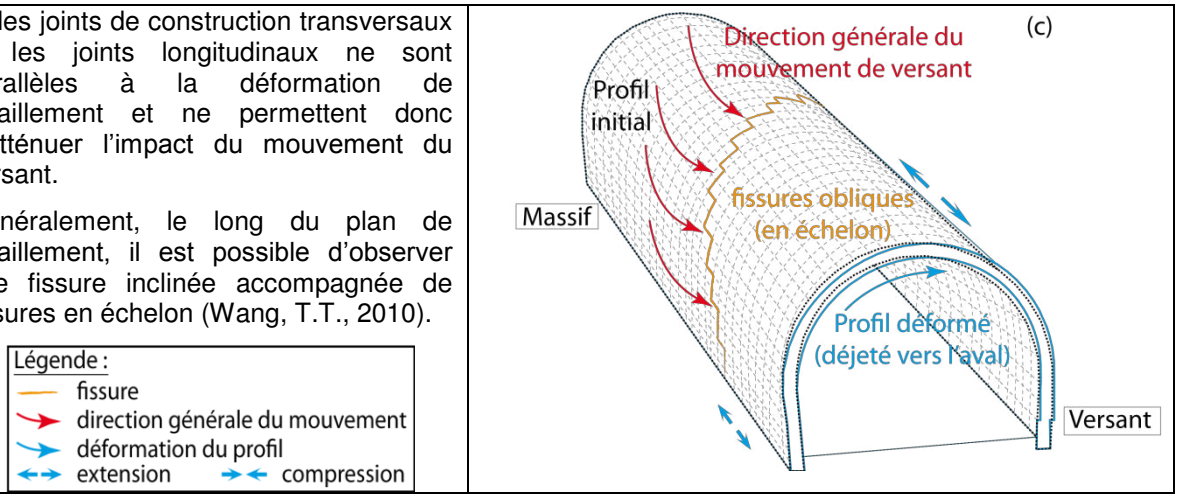



**Figure 12.** Fissures caractéristiques d'un cas de tunnel oblique par rapport à la direction du mouvement de versant.

Le jeu relatif des lèvres des fissures dépend de leurs positions par rapport à la direction du mouvement de versant (Wang, T.T., 2010). Pour cette raison, l'étude des fissures sur le profil de l'ouvrage ne doit pas être dissociée de l'étude de la déformation.

## *2.1.2. Cas particulier – d'un ouvrage soumis à un chargement dissymétrique.*

### a. ***Déformations de la structure :***

Les déformations de la structure d'un tunnel sont relativement courantes lors des différentes phases de construction. Cependant leurs développements en phase d'exploitation peuvent résulter d'un chargement du massif environnant proche ou d'un vieillissement de la structure de l'ouvrage. Les déformations d'un profil transversal d'une section d'un ouvrage peuvent généralement être séparées en 3 composantes : un vecteur de translation et une rotation de la section et des déformations de la section (Huang, K.P., et al., 2010).

L'étude de Huang, K.P., et al., (2010), propose une méthode d'analyse de la déformée d'une section transversale de tunnels soumis à différents chargements au sein du massif encaissant. L'utilisation de moyens numériques leur a permis d'analyser la déformation d'une section circulaire soumise à différents états de chargements. La structure de l'ouvrage a été simulée par des éléments de type poutre.
Pour cette étude, deux lois de comportement ont été utilisées pour le massif encaissant (élastique et élasto-plastique parfait). Les paramètres mécaniques retenus sont résumés ci-dessous (Tableau 2).

| Matériaux | Propriétés mécaniques | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Pour l'ensemble des cas | | | Pour le cas élasto-plastique parfait | | |
| | $\gamma$ ($kN/m^3$) | $E$ ($GPa$) | $\nu$ | $\varphi$ (°) | $\Psi$ (°) | $C$ ($kPa$) |
| Massif | 23,5 | 2,0 | 0,3 | 35 | 35 | 100 |
| Revêtement | 21,2 | 26,5 | 0,15 | / | / | / |

**Tableau 2.** Caractéristiques mécaniques utilisées pour l'étude (Huang, K.P., et al., 2010).

Cette étude permet de déterminer l'orientation des vecteurs de déplacement par rapport au profil initial et leur intensité. L'angle θ permet de situer la déformation enregistrée sur le profil de l'ouvrage (Figure 13).

Le critère Id, permettant d'analyser l'orientation et l'intensité des vecteurs de déplacement, a été défini :

$$I_d = \left(\frac{\alpha - 90}{90}\right) \times \left(\frac{\overline{|u_d|}}{|u_d|_{max}}\right) \quad (1)$$

En fonction du signe du critère Id, l'orientation de la déformation peut être déterminée :

- Si Id < 0, le mouvement sera dirigé vers l'extérieur.
- Si Id > 0, le mouvement sera dirigé vers l'intérieur.

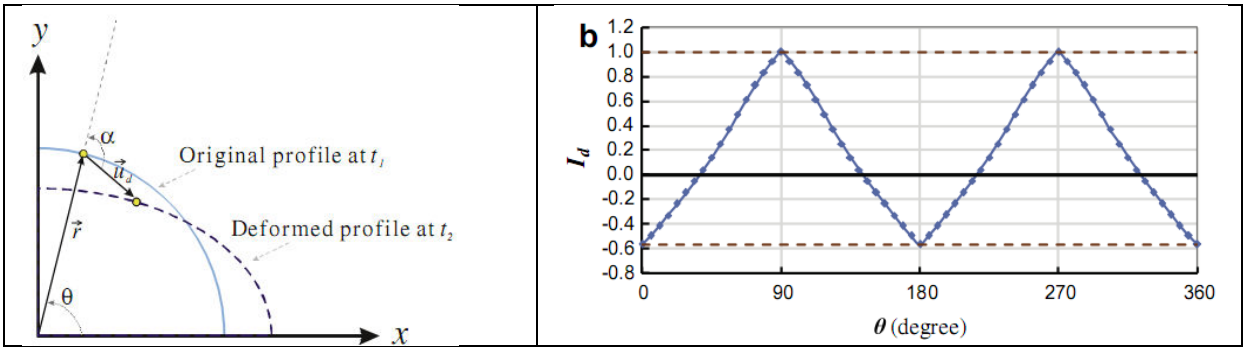



**Figure 13.** Schémas de représentation de la déformation d'un ouvrage (Huang, K.P., et al., 2010).

Parmi l'ensemble des cas étudiés, seul ceux relatifs à un chargement dissymétrique de la structure, ponctuel ou global, sont présentés dans la Figure 14.

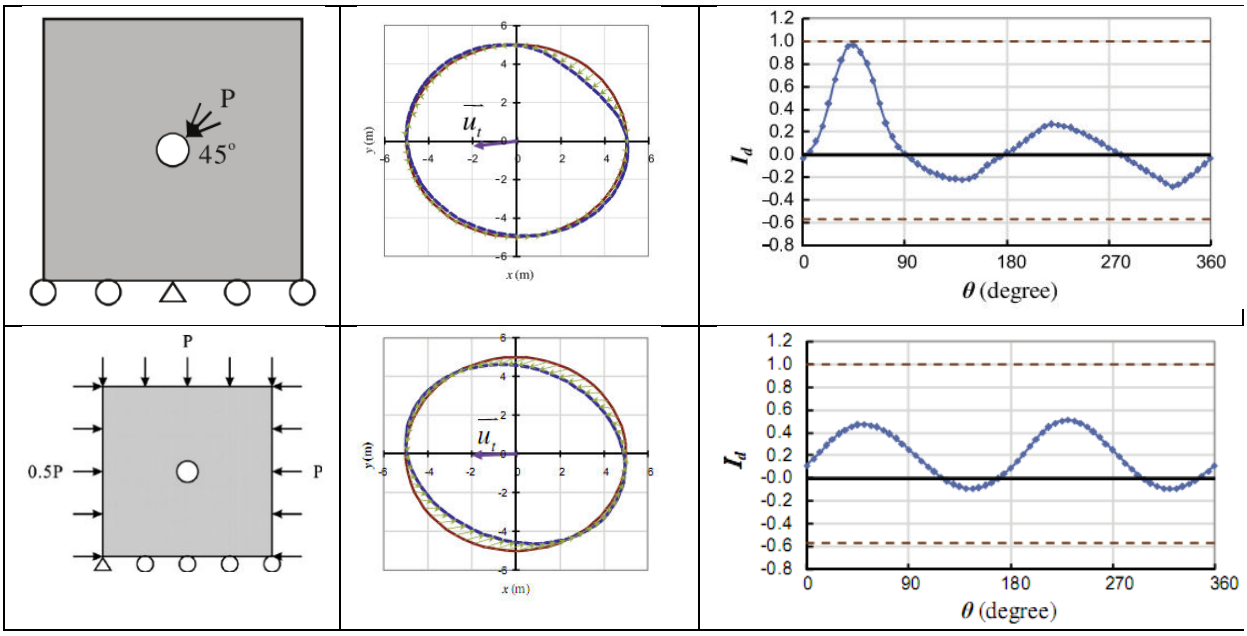



**Figure 14.** Schémas de représentation de la déformation d'un ouvrage soumis à un chargement dissymétrique, ponctuel ou global (Huang, K.P., et al., 2010).

Un chargement incliné et localisé derrière la structure induit une déformation du profil principalement au droit de la zone de chargement. Ce déplacement important est orienté vers l'intérieur du profil et son intensité est importante, comparée aux autres déplacements.

Un mouvement de versant dans un massif homogène correspond plutôt au cas d'un chargement dissymétrique et global au sein du massif. La déformée du profil est plus homogène avec des vecteurs de déplacement orientés vers l'intérieur du profil, diamétralement opposés sur le profil.

A partir de la déformée du profil de l'ouvrage, ces observations permettent d'analyser le type de chargement mécanique auquel la structure est soumise (Huang, K.P., et al., 2010).

De plus, la détermination de l'orientation des vecteurs de déplacement de la structure apporte des indications sur le comportement de l'ouvrage. Une déformation orientée vers

l'intérieur du profil entraîne, à l'intrados, un comportement en extension associé à de la traction.

### b. ***Efforts dans la structure :***

Des chargements dissymétriques autour d'un ouvrage correspondent généralement à des contextes de tunnels parallèles à la direction du versant (Figure 15).

Le mode de rupture dépend en grande partie des propriétés des matériaux de construction ainsi que de leurs détériorations dans le temps, des actions hydrauliques et de l'évolution des pressions exercées par le massif encaissant. En fonction de l'orientation de ces dernières et de l'intensité de ces poussées, la structure se déforme puis entre en rupture. L'instabilité structurelle et la ruine de l'ouvrage est généralement le résultat de la formation de charnières plastiques par excès de moments fléchissants dans la structure (He, W., et al., 2009).

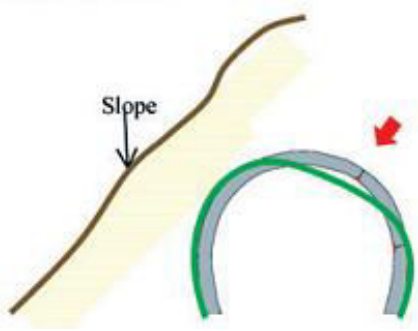



**Figure 15.** Schéma de la déformation d'un ouvrage soumis à un chargement localisé en contexte de versant (He, W., et al., 2009).

Le but principal de l'étude de He, W., et al., (2009) portait sur la compréhension de la réponse structurelle sous différentes conditions de chargement.

Leur étude s'est basée d'une part sur un modèle expérimental à l'échelle 1/30$^{ème}$ et d'autre part sur un modèle numérique.

- *Modèle expérimental :*

Le dispositif expérimental, représentatif d'un ouvrage à l'échelle 1/30 est caractérisé par une longueur d'environ 6,2 cm dans la direction de l'axe du tunnel. Le revêtement de la structure correspond à une structure constituée uniquement de béton sans joint de construction afin d'être représentatif de la plupart des cas de tunnels d'étude en Chine. Le système expérimental consiste à analyser la réaction de la structure soumise à un chargement. Plus précisément la procédure expérimentale a pour objectif de mesurer :

- les déformations de la structure grâce à des jauges de déformation mises en place dans le revêtement ;
- les convergences en paroi à l'intrados de l'ouvrage ;
- les forces de chargement et les forces de réaction des différentes plaques de chargement autour de la structure.

Le développement de fissures est également suivi et mesuré, de même que l'écaillage en surface à la fin de l'essai.

Expérimentalement, le comportement d'une structure en béton, avant l'apparition de la première fissure, est pseudo-élastique. Lorsque la rupture se produit, le comportement du revêtement devient ductile (He, W., et al., 2009).

Durant la phase post-rupture, le taux de déplacement par rapport à la charge appliquée augmente tandis que la résistance de la structure chute. L'ouvrage est soumis à de forts déplacements. Sa stabilité peut être assurée temporairement du fait de l'effet de voûte dans le cas d'un chargement continu. Cependant la variation de l'intensité de la poussée du terrain encaissant, sa faible compacité ou le développement de cavités localisées derrière la structure peuvent perturber le fonctionnement de l'ouvrage.

A terme, la diminution de la réponse du soutènement face au chargement entraîne la ruine de l'ouvrage si aucune mesure de confortement n'a été prise.

- *Modèle numérique :*

Le modèle de comportement donne des représentations en contraintes et déformations des réponses de la structure à différentes sollicitations (He, W., et al., 2009).

Sans rentrer dans les détails de l'étude numérique, les principaux résultats sont présentés.

➢ *Orientation du chargement :*

Les séismes, les mouvements de versant et la construction de bâtiments à proximité d'un tunnel modifient le chargement de la structure. Dans la nature, les conditions de chargement, leurs directions et leurs localisations par rapport à la structure peuvent être difficilement identifiables (He, W., et al., 2009).

Les auteurs considèrent différentes orientations du chargement localisé derrière l'ouvrage pour analyser les mécanismes entraînant la fissuration et l'écrasement de la structure du tunnel (Figure 16). Dans les conditions réelles le chargement est plus complexe (He, W., et al., 2009).

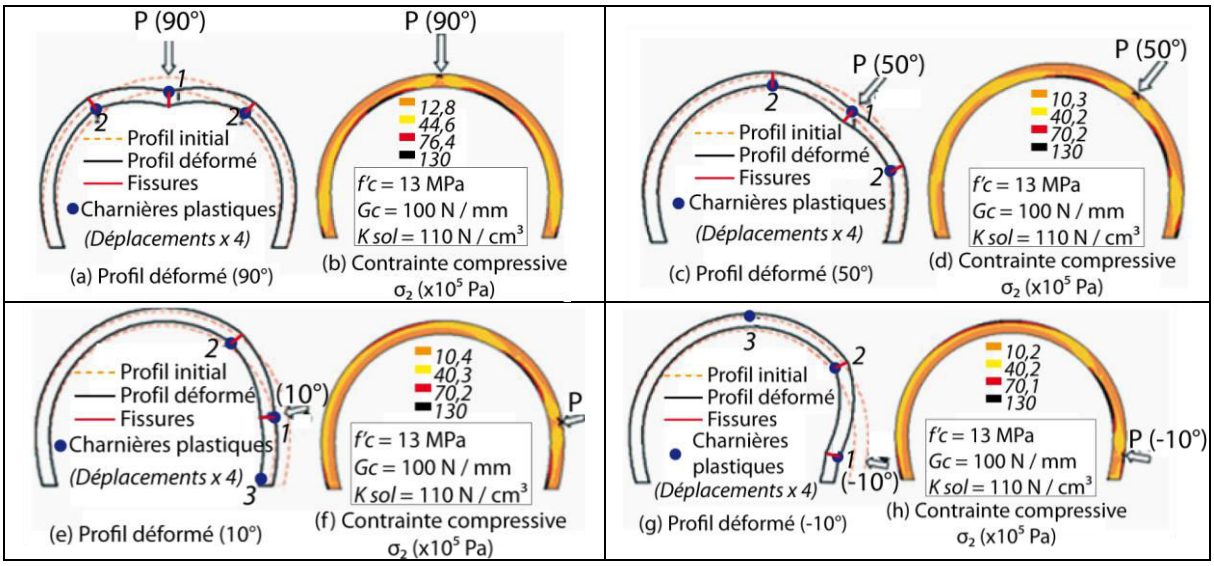



**Figure 16.** Rupture de l'ouvrage soumis à différentes directions de chargement. Le modèle est défini par la résistance en compression du béton *f'c*, le taux de restitution d'énergie *Gc* (défini dans l'approche énergétique de la propagation de fractures) et le coefficient de raideur du sol *Ksol* (reliant la pression de contact au déplacement) (He, W., et al., 2009).

Les auteurs considèrent la contrainte orthoradiale dans la structure. Les valeurs de contrainte en compression sont positives ($\sigma_2 > 0$) tandis que les valeurs de contrainte en traction sont négatives ($\sigma_2 < 0$).

Pour les différentes orientations du chargement, l'apparition des premières fissures à l'intrados s'opère au niveau du point de chargement (voir Figure 16, points 1) (He, W., et al., 2009). Le réarrangement des contraintes qui s'en suit provoque l'apparition de fissures secondaires de part et d'autre du point de chargement (voir Figure 16, points 2) pour les chargements à 90° et 50° et l'apparition d'une seule fissure secondaire (voir Figure 16, points 2) pour les chargements à 10° et -10°.

La structure présente une capacité maximale à se déformer pour un chargement horizontal (P=-10°). De plus la déformabilité de la structure diminue lorsque le chargement localisé du profil remonte vers la clé de voûte. Il apparait que la charge maximale nécessaire à l'apparition d'une première fissure correspond à une direction de chargement oblique (P=40°) (He, W., et al., 2009).

Cette déformabilité plus importante de l'ouvrage face à un chargement horizontal résulte probablement d'une faible contribution de l'effet voûte à la stabilité de la structure.

- *Capacité de chargement – rupture en compression :*

Le mécanisme de rupture en compression est un phénomène qui se produit dans le volume de l'ouvrage et non pas en surface. Différents taux de restitution d'énergie $G_c$ nécessaires à l'apparition d'une fissure en compression ont été étudiés (He, W., et al., 2009).

L'augmentation du taux de restitution d'énergie nécessaire à l'apparition d'une fissure en compression modifie le comportement post-pic de la structure avec le développement d'une ductilité (Figure 17).

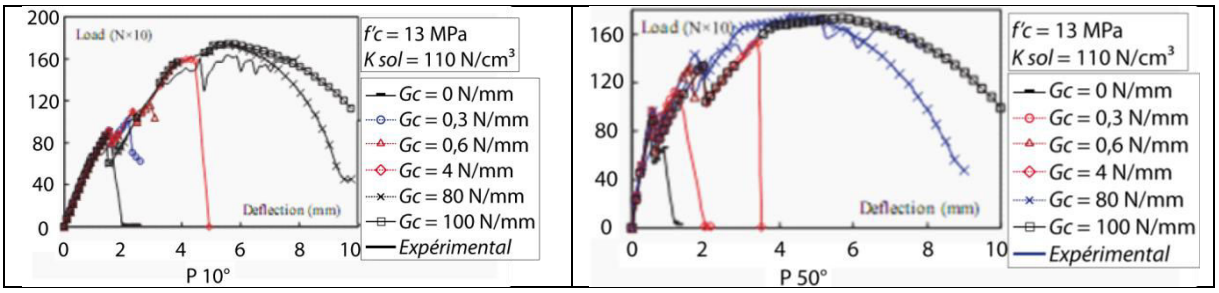



**Figure 17.** Comportement élasto-plastique radoucissant de l'ouvrage soumis à différentes directions de chargement, avec différentes valeurs de *Gc* (He, W., et al., 2009).

- *Coefficient de raideur du sol (K sol):*

Le creusement d'un tunnel entraîne un déconfinement au sein du terrain encaissant. L'état de contrainte, la nature des matériaux traversés, l'orientation des familles de fracturation et la méthode de construction employée influencent l'étendue de l'auréole de déconfinement et d'endommagement autour de l'ouvrage. Le développement, la propagation des microfissures et leurs coalescences dans les massifs rocheux ou la décompression des terres dans les sols induisent une diminution de la densité et de la rigidité du terrain encaissant.
De ce fait les structures des ouvrages sont généralement soumises à des charges concentrées se surimposant à une pression moyenne des terres. Du fait du contraste de densité et de raideur à l'interface entre la structure et le terrain encaissant, les déformations sont différentes (He, W., et al., 2009).

L'apparition d'une fissure en traction dans la structure d'un ouvrage et dans un contexte de terrain encaissant peu rigide et décomprimé provoquera une chute rapide de la capacité de chargement de la structure. En revanche, lorsque la rigidité du terrain encaissant est suffisante, la contrainte dans la structure est transférée aux zones en compression non endommagées de part et d'autre de la fissure créée. L'augmentation de la rigidité de la formation encaissante provoque un accroissement de la rigidité structurelle du tunnel (He, W., et al., 2009).

## 2.2. L'interaction ouvrage / terrain encaissant en fonction de la situation de l'ouvrage dans le versant

La première sous-partie (2.1) a permis de distinguer les conditions d'interactions d'un ouvrage avec un mouvement de versant en fonction de leurs orientations respectives. Dans cette seconde sous-partie, nous analysons différents contextes géomécaniques de ces interactions.

### *2.2.1. Cas de tunnels parallèles au versant – apport de rétro-analyses d'études de cas et d'études numériques*

Dans le contexte d'un glissement de terrain orthogonal à la direction de l'ouvrage, l'interaction du tunnel avec ce glissement dépend fortement de sa localisation par rapport à la surface de rupture et par rapport à la surface du versant. Par ailleurs, la faible épaisseur de couverture au-dessus de l'ouvrage est à l'origine d'un champ de contraintes peu favorable à la stabilité du massif environnant lors du creusement.

La synthèse des articles présentant des simulations numériques de tunnels soumis à des instabilités a permis de préciser les principaux facteurs morphologiques d'influence d'un versant instable sur l'ouvrage.

#### *a. Influence de la situation de l'ouvrage dans le versant*

- *Cadre des simulations numériques :*

Les caractéristiques de la simulation numérique réalisée sous FLAC 2D, par Koizumi, Y. et al., (2010), dans l'article *« Numerical analysis of landslide behavior induced by tunnel excavation »* sont les suivantes :

- Les dimensions du modèle sont présentées (Figure 18), le versant ayant une hauteur de 100 mètres.
- Le modèle est formé de 3 couches, un substratum rocheux, une couche meuble et une formation sableuse en surface.
- La pente du versant, fixée à 30°, permet de limiter l'instabilité dans la formation sableuse.
- Les caractéristiques mécaniques sont données ci-dessous (Tableau 3).
- Trois types de localisation du tunnel sont distingués : en pied de versant, au centre et proche de la crête du versant.
- La distance entre la surface de glissement (contact formation sableuse/couche meuble) et l'extrados du tunnel varie également entre 0,5D, 1D, 1,5D, 2D et 3D (D = 10 m est le diamètre du tunnel).
- Le déconfinement ($\lambda$) en paroi, destiné numériquement à simuler l'effet de l'excavation du tunnel est limité à 70%. Puis après l'application du soutènement, le déconfinement est supposé être ramené à 100% conformément aux procédures du logiciel Flac.
- Le critère de rupture adopté pour représenter l'interaction de l'ouvrage avec l'instabilité du versant est celui de Mohr-Coulomb.
- Le comportement des géomatériaux de l'encaissant est représenté par un modèle radoucissant. La résistance résiduelle du massif est obtenue pour des déformations de l'ordre de 2%, avec un rapport de 1,1 entre la résistance de pic et la résistance résiduelle.

Le facteur de sécurité est de 1,06 avec une déformation plastique relative le long de la surface de rupture de l'ordre de 2 %.

| | Poids volumique $\gamma$ (kN/m$^3$) | Module de déformation E (MPa) | Coefficient de Poisson $\nu$ | Cohésion C (kPa) | Angle de frottement interne $\varphi$ (°) |
|---|---|---|---|---|---|
| Formation sableuse | 18 | 50 | 0,35 | 20 | 25 |
| Couche meuble | 22 | 100 | 0,30 | 100 | 30 |
| Substratum | 22 | 250 | 0,30 | 500 | 40 |

**Tableau 3.** Caractéristiques mécaniques utilisées pour l'étude numérique (Koizumi, Y. et al., 2010).

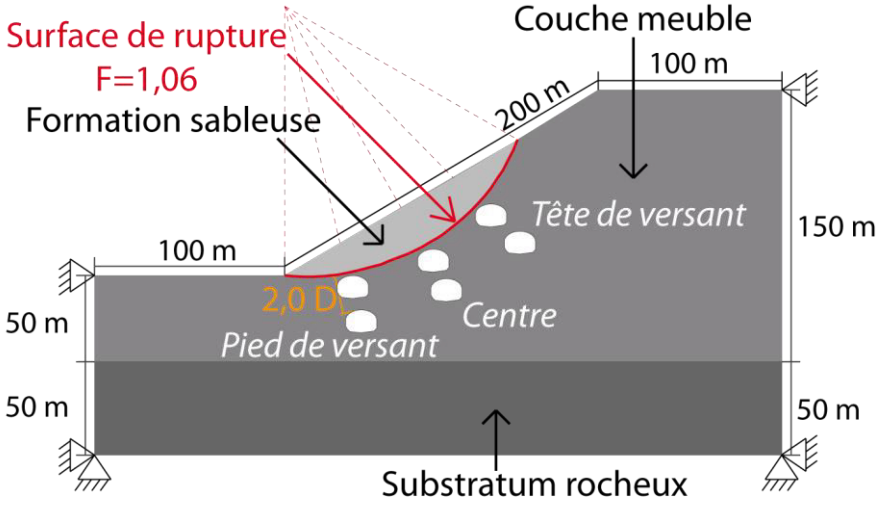



**Figure 18.** Modèle numérique pour l'étude de l'influence de la situation du tunnel dans le versant (Koizumi, Y., et al., 2010).

Les caractéristiques de la simulation numérique réalisée sous UDEC et 3DEC, par Ashtiani, M., et al., (2010) dans l'article *« Effect of excavation of tunnels in the convex slopes using distinct element method »* sont les suivantes :

- Les dimensions du modèle (Figure 19) ont été étudiées afin de limiter les effets de bord (260 m à l'arrière du versant et 100 m à l'avant du versant, un versant de 100 m de haut et environ 70 m sous sa base).
- La pente du versant est fixée à 60°, tandis que le pendage des joints, siège de la rupture en translation, est fixé à 40°. Ces angles ont été pris supérieurs de l'angle de frottement des joints (Tableau 4) afin d'autoriser une instabilité du versant.
- Afin de diminuer la durée des calculs, le modèle a été partagé en 3 zones avec un maillage différent. La taille des mailles de la zone A est de 1,5 m, tandis que celle des mailles des zones B et C sont respectivement de 18 m et 72 m.
- Une fois les conditions initiales fixées, le versant est excavé jusqu'à atteindre l'équilibre. Puis, le tunnel est creusé en pleine section sans la mise en place de soutènement.
- La section transversale du tunnel, en forme de fer à cheval est illustrée dans la Figure 19. 14 localisations différentes dans le modèle ont été étudiées.
- Le modèle de comportement utilisé afin de simuler le massif est tout d'abord élastique dans la première phase d'excavation du versant dans le but de faciliter le retour à l'équilibre, puis par la suite le comportement du massif est élasto-plastique avec le critère de Mohr-Coulomb. Le comportement des joints est représenté par le modèle de glissement de Coulomb.

| **Massif** | | **Joints** | |
|---|---|---|---|
| Paramètre | Valeur | Paramètre | Valeur |
| Masse volumique - $\rho$ *(kg/m$^3$)* | 2800 | Rigidité normale - *(GPa)* | 4,0 |
| Module de compressibilité - *K (GPa)* | 6,67 | Rigidité de cisaillement - *(GPa)* | 1,0 |
| Module de cisaillement - *G (GPa)* | 4,0 | Cohésion - c (kPa) | 50 |
| Cohésion - c (kPa) | 300 | Angle de frottement - $\varphi$ (°) | 30 |
| Résistance à la traction - $\sigma_T$ (kPa) | 30 | | |
| Angle de frottement interne - $\varphi$ (°) | 30 | | |

**Tableau 4.** Caractéristiques mécaniques utilisées pour l'étude numérique (Ashtiani, M. et al., 2010).

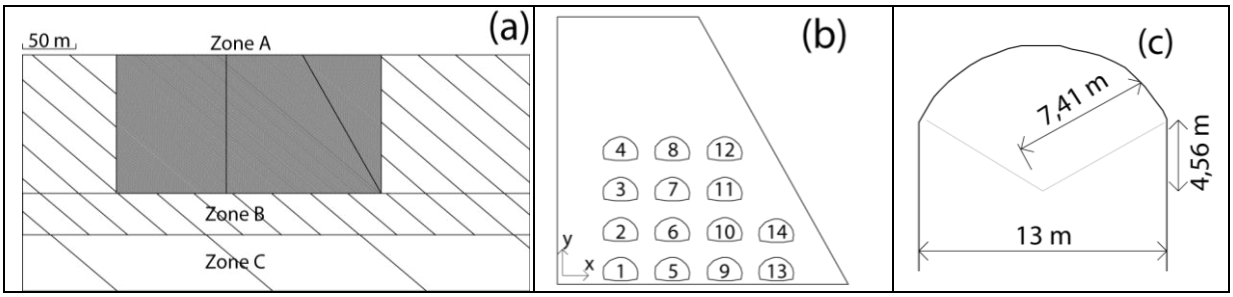



**Figure 19.** Modèle numérique (a) pour l'étude de l'influence de la situation du tunnel dans le versant (b) avec un tunnel en « fer à cheval » (Ashtiani, M. et al., 2010).

Après avoir présenté le cadre des simulations numériques, les principaux résultats de l'influence de la situation du tunnel dans le versant et de la distance de l'ouvrage par rapport à une surface de rupture sont présentés.

- *Influence de la localisation du tunnel dans le versant :*

L'article de Koizumi, Y. et al., (2010) permet de conclure que le creusement du tunnel dans le versant provoque un affaiblissement de la résistance au glissement du terrain et ce pour toutes les positions du tunnel dans le versant.

Située en pied de versant, l'excavation du tunnel tend à amplifier le glissement de terrain (Koizumi, Y. et al., 2010). La distribution des déplacements horizontaux est relativement similaire au cas sans tunnel à ceci près que l'amplitude mesurée au niveau de la surface de rupture est extrêmement augmentée par le creusement d'un ouvrage (Figure 20).

La position du tunnel au centre et en tête de versant modifie fortement la distribution des déplacements en provoquant une augmentation significative des déplacements en crête du versant (Koizumi, Y. et al., 2010). Pour ces situations, la déstabilisation du versant causée par le creusement de l'ouvrage conduit à un développement de l'instabilité en profondeur dans le massif.

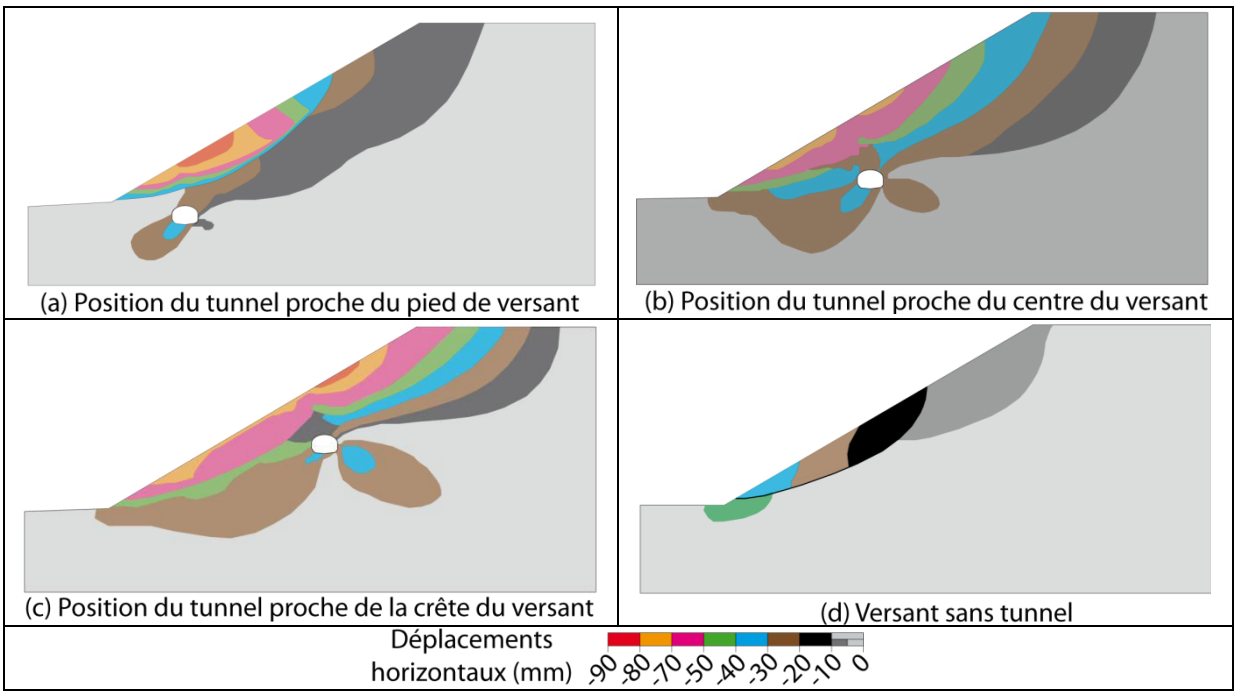



**Figure 20.** Déplacements horizontaux du versant provoqués par, soit l'excavation du versant et du tunnel (cas a, b et c), soit l'excavation seule du versant (cas d) (Koizumi, Y. et al., 2010).

L'étude de Ashtiani, M. et al., (2010) sur l'impact de la position du tunnel dans le versant au voisinage d'une surface de rupture s'intéresse particulièrement à la déformation de l'ouvrage en fonction de sa position par rapport à une surface de rupture définie.

La position de l'ouvrage dans le versant et la hauteur de couverture jouent un rôle sur l'instabilité du versant. Plus le tunnel est proche de la surface du versant moins la stabilité du versant est assurée. Les déformations de l'ouvrage sont alors d'autant plus importantes et sont contrôlées par le mécanisme de rupture prédominant dans le versant (Figure 21).

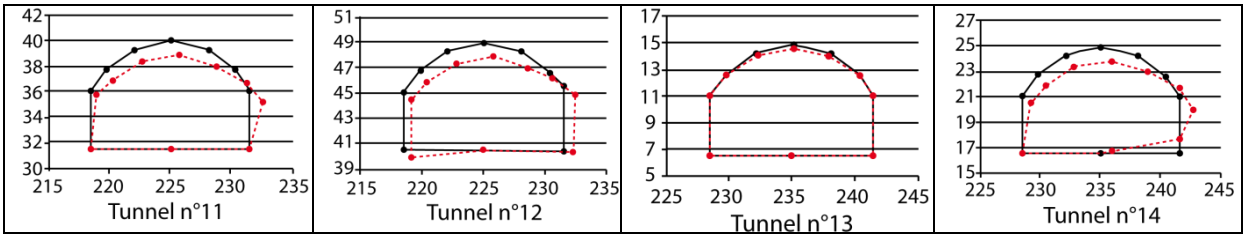



**Figure 21.** Déplacements de la structure des ouvrages (échelle en m) en fonction de leurs positions (voir Figure 19, b) (Ashtiani, M. et al., 2010).

➢ *Influence de la distance par rapport à la surface de rupture :*

Au niveau de la distance du tunnel par rapport à la surface de rupture, Koizumi, Y. et al., (2010) observent le développement d'une interaction mutuelle jusqu'à un éloignement de 1,5D à 2D (Figure 22).

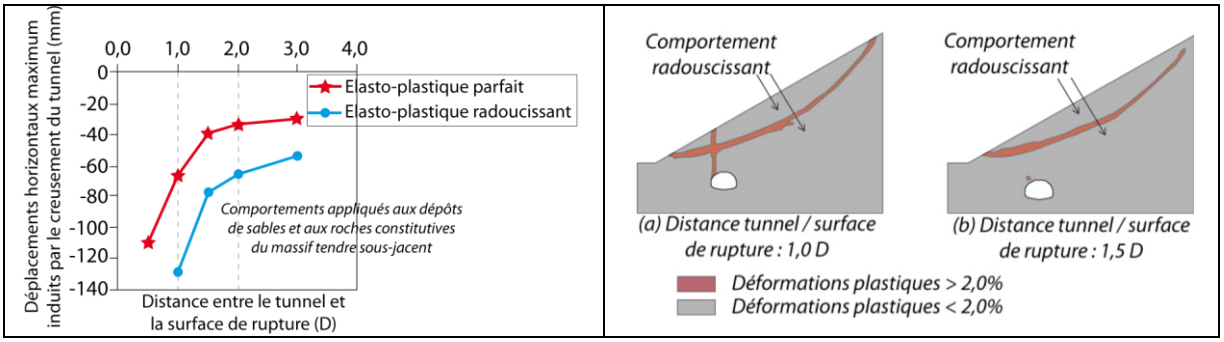



**Figure 22.** Déplacements horizontaux du versant provoqués par l'excavation du versant (Koizumi, Y. et al., 2010).

Cette distance d'interaction est également identifiable au niveau des distributions des déformations plastiques. Il est intéressant de remarquer une réunion des surfaces plastiques pour une distance inférieure à 1,5D. Le développement de la surface plastique au niveau du tunnel semble s'initier au niveau du piédroit aval.

L'article de Ashtiani, M. et al., (2010), conclut que l'excavation du tunnel à proximité de la surface de rupture semble affecter la localisation de la rupture en rapprochant cette surface de la structure du tunnel (Figure 23).

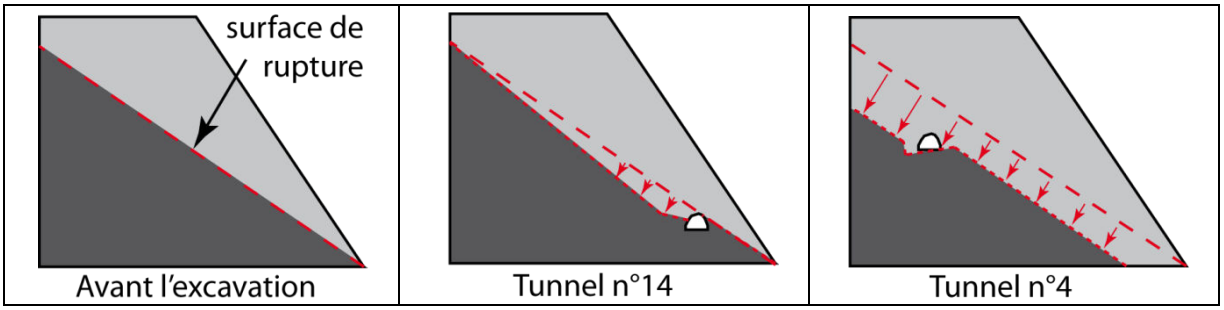



**Figure 23.** Evolution de la surface de rupture en fonction de la situation de l'ouvrage (voir Figure 19, b), figure retouchée d'après (Ashtiani, M. et al., 2010).

L'interaction du tunnel avec une surface de rupture est d'autant plus importante que l'ouvrage est proche de la surface du versant et que la couverture est faible (Ashtiani, M. et al., 2010).

### b. ***Influence du phasage des travaux :***

Outre la position de l'ouvrage dans le versant par rapport à une surface de rupture préférentielle, le phasage des travaux d'excavation ainsi que le choix du premier ouvrage excavé dans le cas d'ouvrages multiples peut influencer la réponse du massif encaissant et la déstabilisation du versant.

Pour une position fixée de l'ouvrage parallèlement au versant, le phasage des constructions d'ouvrages bi-tube, est également un point important dans l'étude de l'interaction d'ouvrages avec une instabilité du versant.

Pour des ouvrages multiples, le terme phasage des travaux peut être décomposé en 2 catégories. On distingue d'une part la succession des phases d'excavation et de mise en place des structures de soutènement/revêtement pour chaque ouvrage et d'autre part la succession des travaux d'un ouvrage par rapport à l'autre.

Ce second contexte semble avoir une forte importance sur la déstabilisation du massif et l'apparition de pathologies dans la structure en phase travaux. Dans l'étude de Yang, J.S., et al., (2008), relative à un bi-tube, le cas du creusement préalable de l'ouvrage situé le plus profondément dans le massif est comparé avec le cas inverse.
Cette étude a été réalisée dans le cadre d'une rétro-analyse d'un ouvrage présentant des pathologies de structure en phase travaux. Dans ce contexte, l'ouvrage situé le plus profondément au sein du massif encaissant a été réalisé en sections divisées, au préalable de la construction de l'ouvrage situé à proximité du versant (Figure 24).

Les pathologies dans le revêtement du premier tunnel apparaissent au moment de l'excavation du second ouvrage. Elles correspondent à des fissures longitudinales présentant un rejet de 1 à 5 cm, avec une persistance sur 20 mètres et situées à proximité du piédroit adjacent au deuxième tunnel.

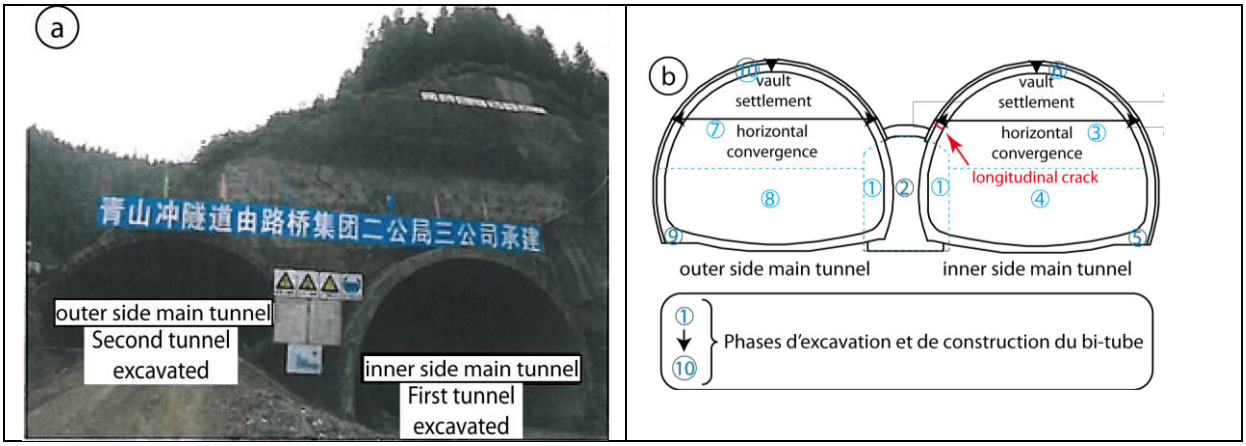



**Figure 24.** Situation de l'ouvrage Qingshanchong dans le versant (a), phasage des travaux et pathologie (b), figure retouchée après (Yang, J.S., et al., 2008).

Le modèle numérique réalisé montre un endommagement progressif et continu du massif encaissant lors du creusement des ouvrages (Figure 25a). La déstabilisation du versant se propage jusqu'à la fin de la construction de la structure.

L'influence du phasage de l'excavation sur l'endommagement de l'ouvrage ainsi que la déstabilisation du versant, a été analysée en comparant l'état du versant dans le cas (a) du phasage réel avec le cas (b) d'un phasage inverse (Figure 25).

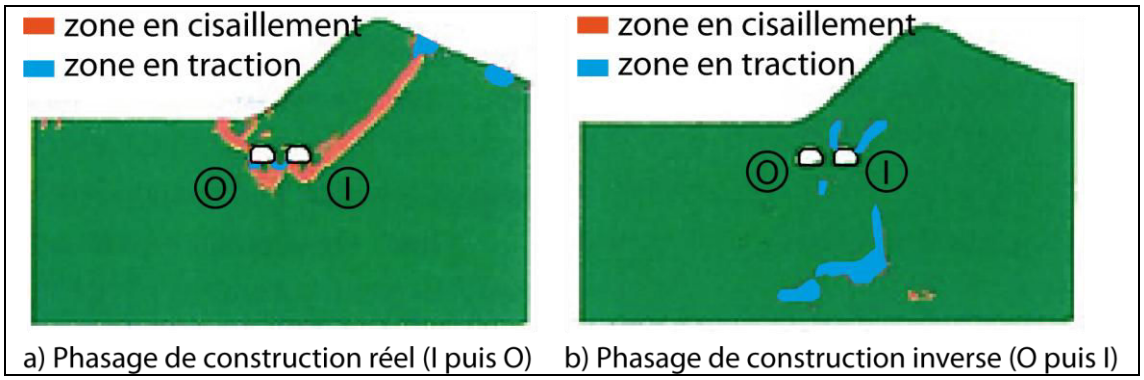



**Figure 25.** Influence du phasage de l'excavation des ouvrages sur l'évolution de la zone entrée en plasticité en fin de construction : (a) phasage réel des travaux, (b) phasage inverse des travaux d'après (Yang, J.S., et al., 2008).

Au niveau des efforts internes dans la structure des ouvrages, la construction du second ouvrage perturbe leurs distributions sur le profil transversal (Yang, J.S., et al., 2008).
La résistance de l'ouvrage est définie par référence aux forces axiales autorisées $N_{cr}$ et aux moments fléchissants autorisés $M_{cr}$ au sein des éléments poutres de la structure (Yang, J.S., et al., 2008) :

$$N_{cr} = f_t \times A_0 \qquad avec \quad A_0 = A_c + (\eta / \lambda) \times A_s \tag{2}$$

$$M_{cr} = 0{,}292 \times f_t \times b \times h^2 \tag{3}$$

- $f_t$ : résistance en traction du béton ($f_t$ = 2 MPa) ;
- $A_0$ : section totale de la structure en béton armé ;
- $A_c$ : section nette du béton ;
- $A_s$ : section nette des renforcements ;
- $\lambda$ : coefficient plastique du béton en compression ;
- $\eta$ : rapport renforcement / béton ;
- $b$ et $h$ : respectivement largeur (b = 1 m) et épaisseur (h = 0,45m) du revêtement.

Le Tableau 5, ci-dessous illustre les résultats de la capacité de la structure et des résultats enregistrés en fonction des 2 cas d'excavation (Figure 25).

| | Etapes | Forces axiales max (MN) | Forces axiales autorisées $N_{cr}$ (MN) | Moments fléchissants max (kN.m) | Moments fléchissants autorisés $M_{cr}$ (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| **Cas (a)** | Construction du tunnel (I) complète | 0,09 | 0,95 | 43 | 118 |
| | Excavation du tunnel (O) | 0,20 | 0,95 | 168 | 118 |
| | Ouvrage bi-tube terminé | 0,28 | 0,95 | 199 | 118 |
| **Cas (b)** | Construction du tunnel (O) complète | 0,15 | 0,95 | 0,5 | 118 |
| | Excavation du tunnel (I) | 0,38 | 0,95 | 7,0 | 118 |
| | Ouvrage bi-tube terminé | 0,35 | 0,95 | 7,4 | 118 |

**Tableau 5.** Résultats des forces internes enregistrées et autorisées dans les revêtements des deux ouvrages (cas a : dans la structure du tunnel (I) ; cas b : dans la structure du tunnel (O)). Les forces axiales ($N_{cr}$) et les moments fléchissants ($M_{cr}$) autorisés au sein des éléments poutres de la structure correspondent respectivement aux efforts de compression ou traction et aux moments fléchissants autorisés dans les éléments (Yang, J.S., et al., 2008).

La séquence d'excavation influence le chargement des structures des ouvrages. Dans le cas (a), les moments enregistrés dans la structure de l'ouvrage (I) dépassent les moments fléchissant autorisés. En revanche dans le cas inverse (cas b), les moments autorisés ne sont pas dépassés (Yang, J.S., et al., 2008).

A lui seul, le phasage des travaux n'est pas seul responsable du déclenchement d'une instabilité au sein du massif encaissant. Cependant la séquence de construction des ouvrages influence les efforts et les dommages affectant les ouvrages. L'excavation en

premier de l'ouvrage situé plus profondément au sein du massif (I) est la situation la plus défavorable dans le cas étudié par Yang, J.S., et al., 2008.

Après avoir présenté l'influence d'une instabilité de versant pour des ouvrages parallèles au versant, nous présentons dans la partie ci-dessous le cas d'ouvrages rentrant perpendiculairement dans le versant.

### *2.2.2. Cas de tunnels perpendiculaires au versant – apports de rétro-analyses d'études de cas et d'études numériques*

Pour des tunnels rentrant perpendiculairement ou obliquement dans un versant (têtes de tunnel), la pratique est de s'écarter rapidement de la zone décomprimée de surface dont l'état de stabilité propre peut être médiocre. On observe que, pour la plupart des ouvrages rentrant transversalement ou de manière oblique par rapport au versant, les indices de déstabilisation du versant surviennent généralement bien après l'apparition des premiers dommages dans la structure de l'ouvrage (Runqiu, H., Huabo, X. 2010). Ceci témoigne du fait que l'ouvrage enregistre des déformations internes du versant (fluage…) ou interagit directement (contrastes de déformabilité entre l'ouvrage et le terrain encaissant) avant même que des signes d'instabilités ne soient visibles sur le versant.

Dans l'étude de Runqiu, H., Huabo, X. (2010), les pathologies d'un ouvrage bi-tube sont décrites et une étude numérique a été réalisée pour illustrer les mécanismes de rupture au sein du versant.
Ces ouvrages rentrent dans le versant de manière presque-perpendiculaire au versant (Figure 26). Cependant au niveau de cette tête de tunnel, les piédroits des ouvrages sont sujets à des sollicitations mécaniques différentes, en rapport avec le contexte morphologique du versant.

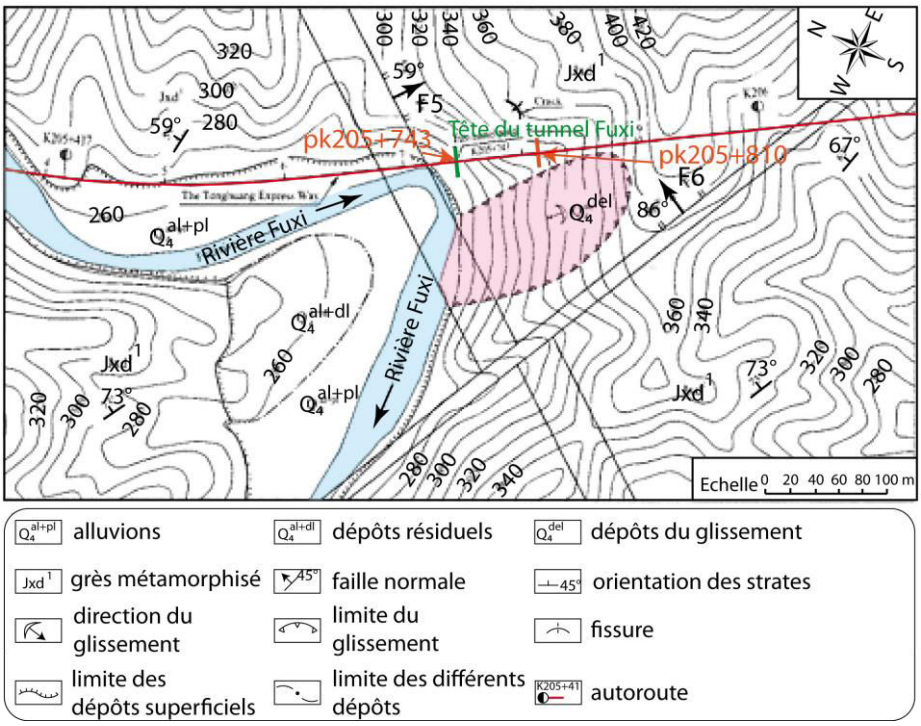



**Figure 26.** Situation de l'ouvrage bi-tube dans le versant au niveau de la tête Nord des tunnels (Runqiu, H., Huabo, X. 2010).

- *Contexte géologique et structural :*

Le tunnel bi-tube de Fuxi a été creusé dans la formation ($J_{xd}^{1}$) de l'étage inférieur du Protérozoïque moyen, constituée de grès bleus métamorphisés alternant avec des niveaux silteux. Ces couches, orientées N325°/73°E sont surmontées de dépôts quaternaires (Q)

sujets à des instabilités de surface comme en témoigne le paléo-glissement présent à l'Ouest du tunnel (Figure 26).

La faille normale F5 visible en pied de versant intercepte l'ouvrage au niveau de la tête du tunnel Nord (Runqiu, H., Huabo, X. 2010). Cependant la zone d'influence de la faille se propage sur une cinquantaine de mètres vers l'Ouest. Elle est caractérisée par des formations peu résistantes correspondant à des brèches de failles et des mylonites. Au niveau de la tête des ouvrages, cette zone altérée est saturée en eau. Ce type de formations fortement tectonisées peut être représenté soit par un modèle de Mohr-Coulomb aux caractéristiques mécaniques faibles (Runqiu, H., Huabo, X. 2010), soit par un modèle élasto-plastique radoucissant (Yashima, A., et al., 2005).

Les failles normales F6 ont une faible influence sur la stabilité des têtes des ouvrages du fait qu'elles sont situées entre 230 et 280 mètres des ouvrages (Runqiu, H., Huabo, X. 2010).

Entre la tête de l'ouvrage (pk205+743) et la section (pk205+810), soit environ sur les 60 premiers mètres de l'ouvrage, le massif encaissant est considéré comme moyennement à fortement altéré.

- *Construction de l'ouvrage :*

La construction des trois galeries de reconnaissance est séquencée ainsi : galerie centrale (1), galerie droite (2) puis galerie gauche (3). Les ouvrages principaux sont construits ultérieurement en alternant les phases de construction entre l'ouvrage de gauche et celui de droite avec des passes de longueurs variables. Dans la zone décomprimée, cette première passe de 20 mètres atteint la section (pk205+763).

Durant l'excavation de l'ouvrage, le déconfinement du massif provoque des déformations dans le versant à l'origine de concentrations des contraintes dans la structure de l'ouvrage. L'interaction d'un ouvrage avec une instabilité du versant doit alors être prise en considération comme un système lié, évoluant de manière conjointe (Runqiu, H., Huabo, X. 2010).

- *Pathologies :*

Les structures des ouvrages sont affectées de pathologies variables apparues durant les phases de construction des galeries de reconnaissances. Ces pathologies découlent d'une déstabilisation du versant déclenchée par l'action combinée du processus de déconfinement du massif autour des galeries et de la décompression du massif au voisinage de la surface du versant. L'instabilité du versant entraîne le développement de déformations dans le versant, lesquelles provoquent une concentration des contraintes dans le revêtement et dans le massif encaissant de l'ouvrage. Ils entraînent l'apparition de pathologies dans les revêtements des différentes galeries de reconnaissances et également des fissures au niveau de la surface du versant (Runqiu, H., Huabo, X. 2010.

Les structures des trois galeries de reconnaissance présentent différentes anciennes fissures apparues durant les phases de constructions (Runqiu, H., Huabo, X. 2010) :

- ***galerie centrale (1)*** : les fissures se développent dans la section comprise entre la tête du tunnel (pk205+743) et la section (pk205+760). De nombreuses fissures verticales ouvertes apparaissent au niveau du piédroit gauche en voûte (pk205+755) et sont le siège d'écoulements importants. Des fissures longitudinales en compression se développent au niveau du piédroit droit, principalement au niveau de la naissance avec des ouvertures maximale de 3 à 5 cm. Ces derrières présentent une géométrie courbée associée à une large zone de perturbation tandis que les fissures verticales sont relativement plus rectilignes.
- ***galerie droite (2)*** : les fissures se développent dans la section comprise entre la tête du tunnel (pk205+743) et la section (pk205+768). Durant la construction de la galerie gauche (3) des fissures apparaissent au niveau du piédroit droit (pk205+746, +752, +753) et également au niveau du piédroit gauche (pk205+753, +760, +763, +768). L'apparition de fissures décalées de part et d'autre de l'axe longitudinal, selon le

linéaire de l'ouvrage peut traduire des efforts dissymétriques et obliques par rapport à l'orientation de la galerie.

- ***galerie gauche (3)*** : seule une fissure a été identifiée.

La déstabilisation du versant, en partie provoquée par le creusement des différentes galeries entraîne le développement de fissures au niveau de la surface du versant. Ces dernières apparaissent plus tardivement par rapport aux pathologies affectant la structure des ouvrages. Elles sont, soit parallèles à la direction du versant, soit verticales. Au niveau de la localisation sur le versant, certaines sont proches du tympan des ouvrages au sein du béton mais d'autres se développent plus profondément au sein du massif (jusqu'à quatre-vingt cinq mètres à l'arrière de la tête du tunnel).

On retrouve effectivement les pathologies caractéristiques d'ouvrages parallèles à la direction du mouvement, à savoir des fissures transversales ouvertes en voûte (Figure 11). L'association de ces fissures avec des fissures longitudinales en piédroit droit suggère une compression verticale ainsi qu'une extension longitudinale (Runqiu, H., Huabo, X. 2010). L'ouvrage subit un mouvement au sein du versant oblique par rapport à son axe et dirigé globalement vers la surface du versant. La morphologie du versant induit une pression latérale sur les ouvrages plus importante au niveau du côté gauche ce qui explique l'extension longitudinale plus importante côté droit.

- *Simulations numériques :*

Les simulations numériques d'un ouvrage bi-tube sont complexes du fait du phasage des travaux des deux ouvrages causant des ajustements des contraintes au sein du massif encaissant (Runqiu, H., Huabo, X. 2010). Au niveau de la tête Nord de l'ouvrage, l'interaction de l'ouvrage avec une possible instabilité de surface du versant est étudiée numériquement à l'aide du logiciel Flac 3D. Au niveau de cette zone d'étude, la direction des ouvrages est oblique par rapport à la direction du versant (Figure 26).

Les déplacements verticaux sont principalement localisés, de part et d'autre, à l'aplomb des ouvrages (Figure 27a). Sous les tunnels principaux, on est en présence d'une remontée des terrains alors qu'au-dessus, on assiste principalement à un tassement.

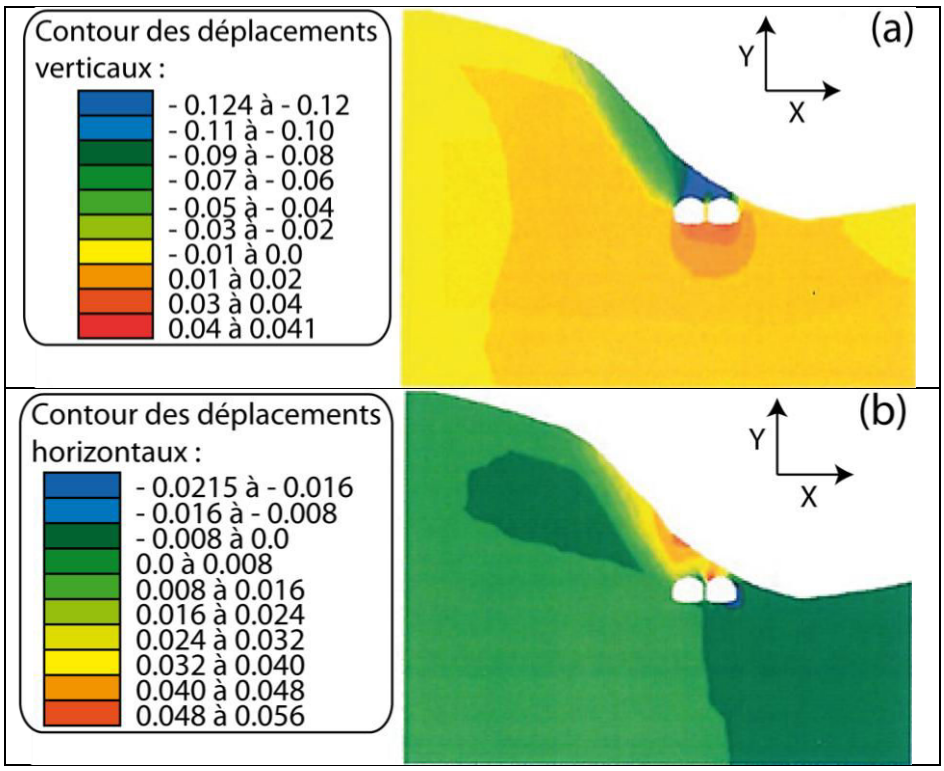



**Figure 27.** Déplacements verticaux (a) et horizontaux (b) au voisinage de l'ouvrage bi-tube à proximité de la tête Nord du tunnel (Runqiu, H., Huabo, X. 2010). Coupe perpendiculaire à l'axe du bi-tube (voir Figure 26 pour le contexte morphologique).

Les déplacements horizontaux importants sont essentiellement localisés au-dessus des têtes des ouvrages et plus précisément au-dessus de la voûte de l'ouvrage principal droit. On constate également la présence de déplacements horizontaux importants au niveau du piédroit droit de ce même ouvrage (Figure 27b).
La distribution asymétrique des contraintes au sein du massif a une forte influence sur l'orientation des déplacements comme en témoigne l'inversion du sens des déplacements horizontaux entre les deux ouvrages (Figure 27b).
L'instabilité du versant s'accroît au fur et à mesure de l'avancement jusqu'à la construction du second segment du tunnel principal droit, situé entre 20 et 52 mètres de la tête du tunnel (Runqiu, H., Huabo, X. 2010). L'achèvement de cette section permet sûrement de sortir de la portion du versant influencée par la faille F5.
Au fur et à mesure de l'avancement et de l'approfondissement des ouvrages dans le massif, la déstabilisation du versant diminue (Runqiu, H., Huabo, X. 2010). Les déplacements maximum sont situés au niveau de la tête du tunnel juste au-dessus de la voûte des ouvrages (Figure 28a).

Au voisinage des têtes des tunnels, le déviateur des contraintes ($\sigma_1$-$\sigma_3$) augmente progressivement lors de l'excavation jusqu'à la fin de la construction des structures (Runqiu, H., Huabo, X. 2010). L'endommagement du massif consécutif au creusement des ouvrages se produit dans la portion des terrains encaissants, altérés au voisinage de la faille F5. Il est caractérisé par un tassement des terrains au voisinage de la voûte des ouvrages et une déformation latérale dirigée vers la surface libre. La décompression des terrains provoque une concentration des contraintes de cisaillement à la base de la couche altérée et également des contraintes de traction se développant à mi-pente du versant (Figure 28b).

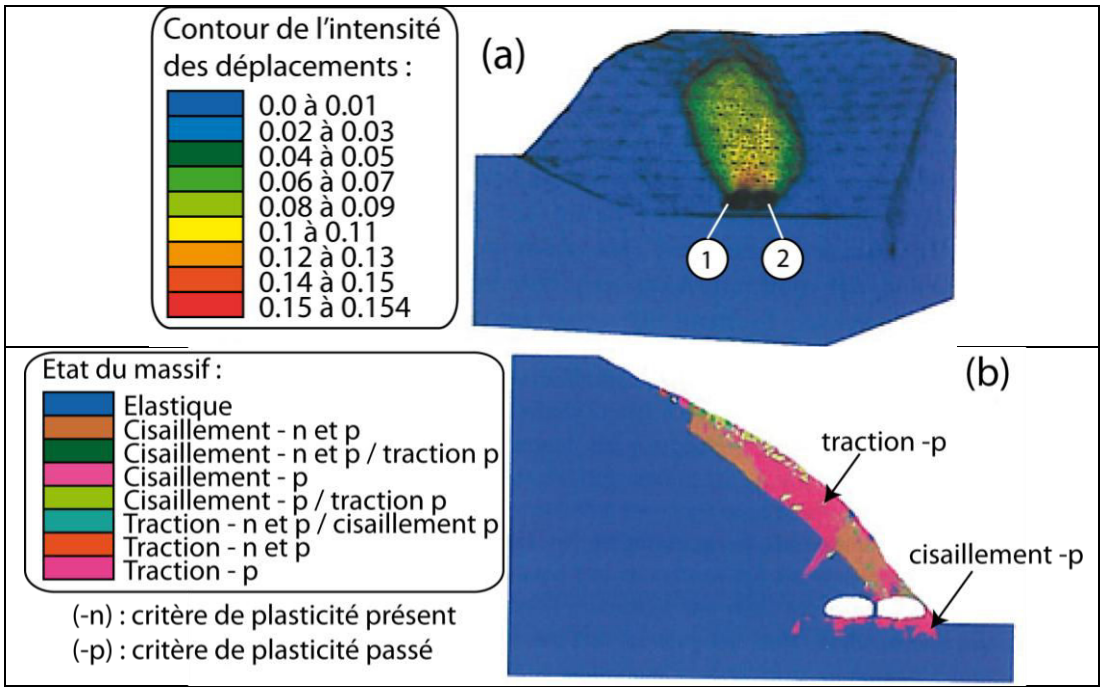



**Figure 28.** Intensité des déplacements (a) et état du massif encaissant au voisinage de la tête Nord de l'ouvrage bi-tube (Runqiu, H., Huabo, X. 2010).

La simulation numérique a permis d'illustrer le mouvement majeur au sein de la couche altérée. L'influence du creusement des ouvrages sur la destabilisation du versant à également été mise en évidence. Cette instabilité de versant a été définie comme du fluage évoluant en glissement (Runqiu, H., Huabo, X. 2010).

En conclusion pour le cas étudié, l'interaction d'un ouvrage entrant perpendiculairement dans le versant avec une instabilité de surface dépend de plusieurs facteurs : nature des terrains traversés et structure géologique, morphologie du versant…

Les simulations numériques ayant pour objectif de comprendre les interactions entre l'ouvrage et les terrains encaissants doivent représenter le plus fidèlement possible les facteurs d'influence cités.

Nous allons aborder dans la partie 2.3, l'influence du contexte de versant, et du phénomène lent de fluage sur le comportement d'ouvrages au sein du versant.

## 2.3. Influence du contexte morphologique de versant et des phénomènes de fluage sur le développement de pathologies dans les ouvrages.

Un ouvrage proche d'un versant est soumis à un champ de contrainte non uniforme influencé par la présence du versant. Ce contexte mécanique et la prise en compte du phénomène de fluage expliquent l'évolution progressive de la convergence dans le temps ainsi que l'augmentation régulière des efforts dans la structure lors de l'excavation d'une galerie (Sharifzadeh, M., et al., 2013).

A proximité d'un versant, des phénomènes de surface (instabilités de surface, écoulements chenalisés de nappes de versant…) peuvent également affecter la stabilité d'un ouvrage et devenir majeurs par rapport aux phénomènes de fluage (Apuani, T., et al., 2007; Sharifzadeh, M., et al., 2013 ; Shrestha, G.L., & Broch, A., 2008).

Dans cette partie nous traitons de l'influence du contexte morphologique de versant et du champ de contrainte associé autour d'un ouvrage sur le développement de pathologies. Dans une seconde sous-partie nous aborderons l'influence des phénomènes de fluage au sein de versants, à l'origine de mouvements lents de versants.

### *2.3.1. Les champs de contraintes en contexte morphologique de versants*

L'étude de Shrestha, G.L., & Broch, A., (2008) a permis de mettre en évidence l'influence d'un champ de contrainte associé à la morphologie d'une vallée sur les convergences d'un ouvrage.

En Norvège, de nombreux ouvrages souterrains ont été construits dans le fond de vallées encaissées parallèlement aux versants. Ces ouvrages permettaient de s'affranchir des problèmes d'instabilités de versant et également de chutes de blocs (Shrestha, G.L., & Broch, A., 2008). Cependant, dans ce contexte topographique de vallée glaciaire, l'état de contrainte lié à la situation de versant peut poser des problèmes de convergence pour la structure de l'ouvrage. La nature rhéologique du massif influence la convergence de l'ouvrage au même titre que la hauteur de couverture. Pour une même hauteur de terrain au dessus de l'ouvrage, les convergences de la structure seront d'autant plus importantes que le massif encaissant est constitué de roches tendres (Shrestha, G.L. & Broch, A. 2008).

- *<u>Etat de contrainte en contexte de versant :</u>*

En contexte de versant, l'état de contrainte au voisinage de l'ouvrage est différent de celui qui résulterait du poids de la couverture dans un demi-espace infini (Shrestha, G.L., & Broch, A., 2008). De plus de nombreuses vallées montagneuses sont sujettes à des contraintes d'origine tectonique.

La Figure 29 illustre différentes hypothèses de distribution des contraintes sous un versant plan indéfini, en déformation plane.

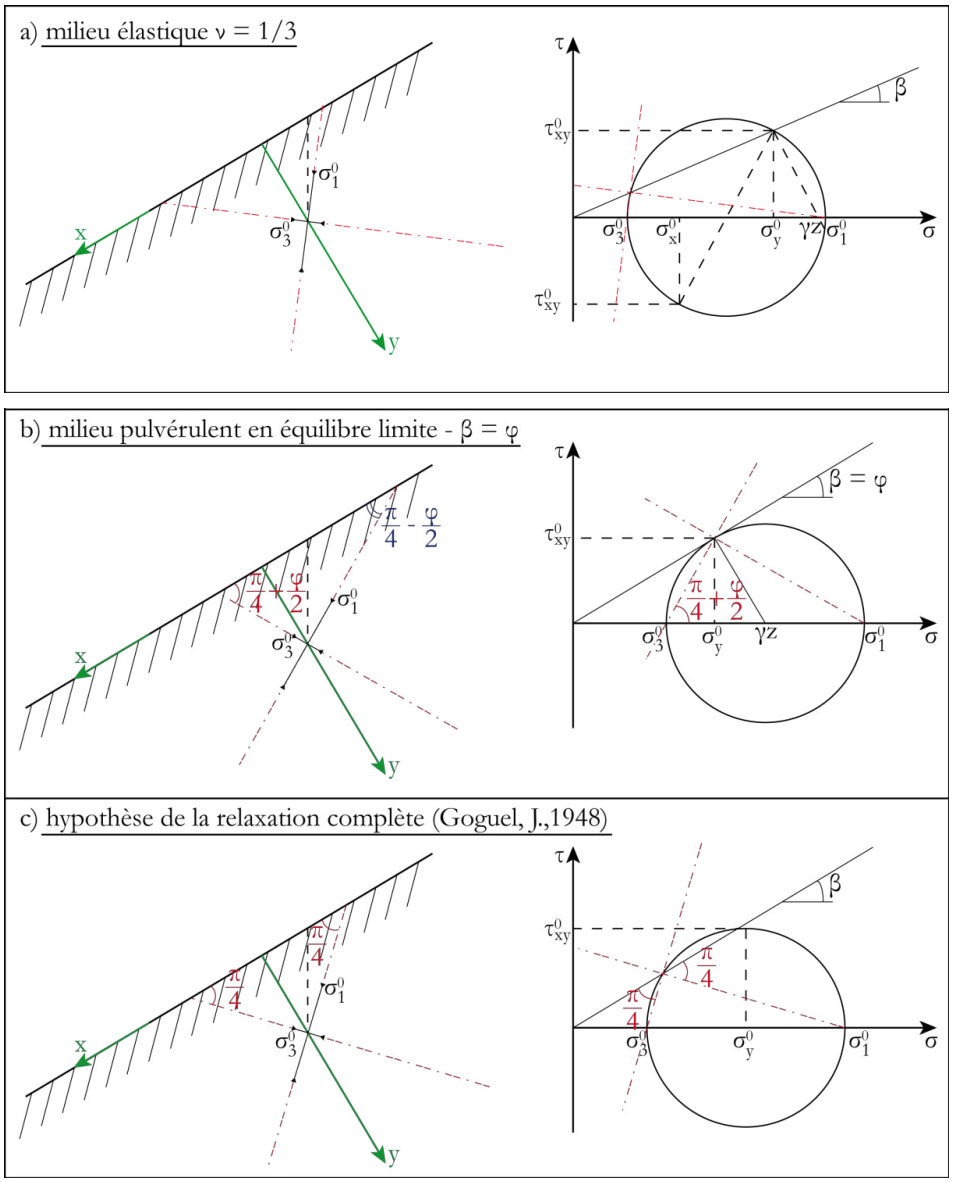



**Figure 29.** Distribution des contraintes sous un versant plan indéfini, de pente β, en déformation plane (Panet, M., 1979).

Ces différents cas théoriques reposent sur des hypothèses simplificatrices de l'état de contrainte pouvant régner dans un versant naturel. L'état des contraintes dans le massif résulte pour une part des caractéristiques actuelles du massif mais également de l'histoire géomorphologique complexe ayant conduit à la formation du versant. Suivant la nature des formations constitutives du massif il faut considérer des phénomènes complexes lents tels que le fluage de la matière ou la relaxation des contraintes (Panet, M., 1979).

L'étude numérique de Shrestha, G.L., & Broch, A., (2008), couplée à des mesures de terrain, a eu pour objectif d'étudier l'influence de la hauteur de couverture d'un ouvrage (h), la hauteur du versant (H) la pente (α) et la distance à la surface du versant (d) sur l'état de contrainte dans le massif (Figure 30). Pour cette étude, l'hypothèse d'un massif homogène isotrope et élastique a été prise.

Lorsque l'anisotropie des contraintes (définie par le rapport des contraintes principales $\sigma_1/\sigma_3$) est supérieure à environ 4, le massif est décomprimé et l'anisotropie mesurée ($\sigma_1/\sigma_3$) à une distance à la surface du versant (d) et une profondeur (h) devient inférieure à l'anisotropie théorique obtenue avec les résultats numériques (Shrestha, G.L., & Broch, A., 2008).

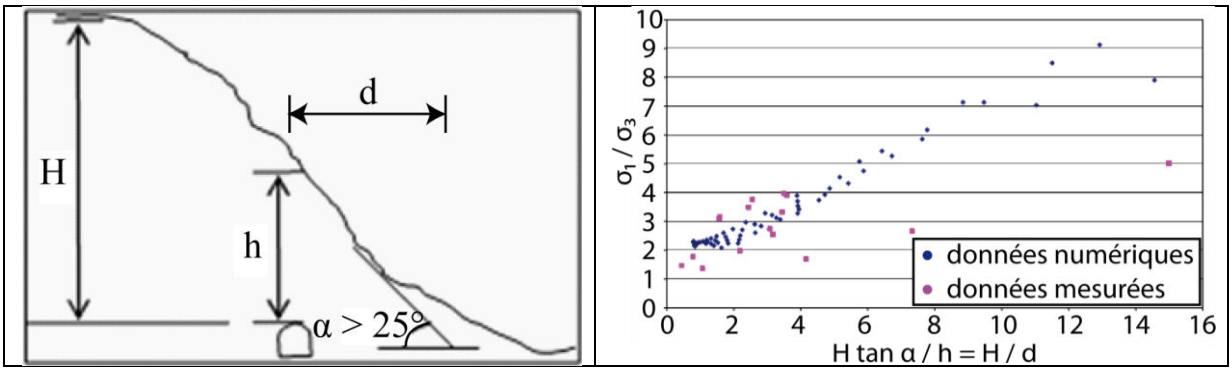



**Figure 30.** Influence de la hauteur du versant (H), de la hauteur de couverture de l'ouvrage (h), et de la pente du versant sur l'anisotropie des contraintes enregistrée à une distance à la surface du versant (d) et une profondeur (h) et caractérisée par le rapport des contraintes principales ($\sigma_1/\sigma_3$) en déformation plane (Shrestha, G.L., & Broch, A., 2008).

### *2.3.2. Le fluage associé au rebond post-glaciaire*

Le fluage est reconnu comme un processus lent conduisant à une augmentation des efforts dans les structures d'ouvrages et à un accroissement de la convergence au cours du temps.

- *Caractérisation du comportement différé :*

La prise en compte du phénomène de fluage peut faire l'objet de simulations numériques en utilisant un modèle visco-élasto-plastique spécifique de Burger (Figure 31). Il est caractérisé par un comportement volumique élasto-plastique et également un comportement déviatorique visco-élasto-plastique.

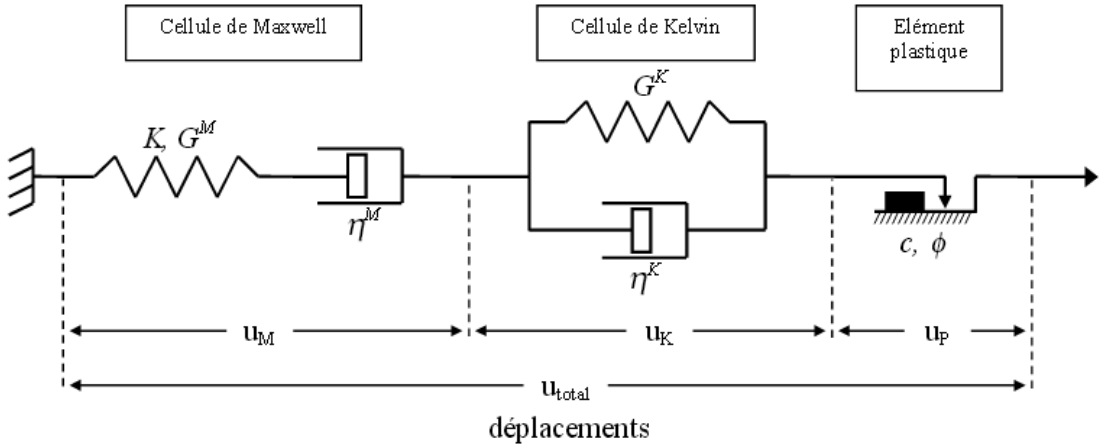



**Figure 31.** Représentation schématique du comportement visco-élasto-plastique de Burger (CVISC) : (Sharifzadeh, M., et al., 2013 ; Fleurisson, J.-A., et al., 2005).

La composante visco-élastique du modèle de Burger et celle contrôlant le taux de déformations plastiques fonctionnent en série (Fleurisson, J.-A., et al., 2005). Le modèle simule la réponse élastique instantanée (déformations volumétrique et déviatorique par le ressort de la cellule de Maxwell), puis la réponse différée (déformation déviatorique par la cellule de Kelvin et l'amortisseur de la cellule de Maxwell). Le modèle simule l'écoulement plastique par la cellule de Mohr-Coulomb (Athanasopoulos, S.D., et al., 2012).
Dans la Figure 31, les exposants ou indices K et M correspondent respectivement aux cellules de Kelvin et de Maxwell. Les variables K, $G^M$, $G^K$, $\eta^M$, $\eta^K$, représentent respectivement le module de compressibilité (dérivant de la cellule de Maxwell), les deux modules de cisaillement (dérivant des cellules de Kelvin et de Maxwell) et les deux coefficients de viscosité (dérivant des cellules de Kelvin et de Maxwell).

Dans le contexte d'une décompression de versant liée à l'histoire post-glaciaire, ce comportement différé du massif peut conduire à une lente déstabilisation du versant.

L'utilisation d'un modèle de comportement différé permet de simuler de telles situations avec la nécessité de connaître les paramètres nécessaires à l'alimentation du modèle. Essais de laboratoire et essais in-situ permettent d'approcher les valeurs de ces paramètres.

Afin de représenter l'évolution à long terme d'un versant naturel, la meilleure solution consiste à construire un modèle numérique aussi précis que possible et de comparer les résultats obtenus numériquement avec des données de surveillance pour ajuster les paramètres mécaniques utilisés dans le modèle de comportement (Fleurisson, J.-A., et al., 2005). L'enregistrement des données de terrain doit être réalisé durant une durée suffisante afin de caractériser clairement l'évolution temporelle des processus en cours : fluage, etc.

- *Le rebond glaciaire :*

L'instabilité gravitaire d'un versant naturel est fortement tributaire des contextes morphologique, géologique, tectonique, géomécanique, hydrogéologique. L'état actuel des versants dans les vallées montagneuses découle de l'évolution géomorphologique quaternaire. De nombreux facteurs de prédisposition et de déclenchement, tels que le retrait glaciaire ou une érosion en pied de versant expliquent les instabilités du versant (Figure 3). Parmi ces facteurs, le retrait glaciaire est susceptible d'entraîner une décompression du versant et en conséquence des déformations différées. Les déplacements lents qui en résultent sont responsables de dommages évolutifs sur les infrastructures et d'une réduction de la stabilité d'un versant.

L'étude de Apuani, T., et al., (2007) est une étude de sensibilité d'un modèle de comportement, au niveau des paramètres mécaniques. Elle permet de mettre en évidence l'influence du fluage au sein d'un massif, résultant d'un retrait glaciaire, pour des mouvements de grande ampleur de type DSGSD (Deep-Seated Gravitational Slope Deformation).

Le modèle numérique de cette étude est présenté ci-dessous (Figure 32).

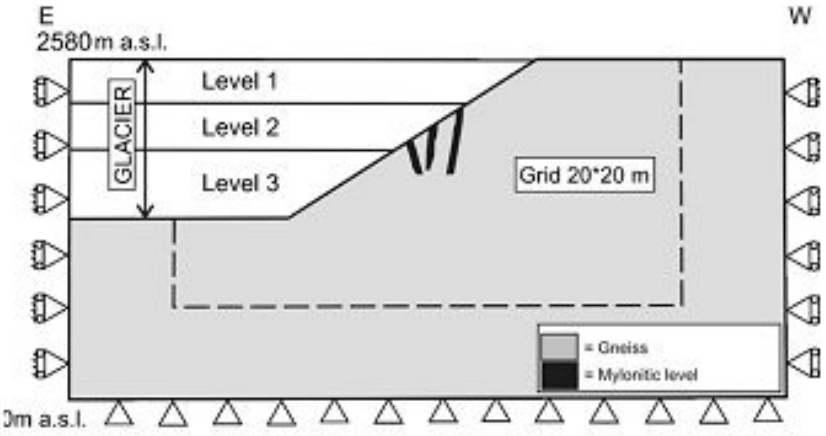



**Figure 32.** Modèle numérique de l'étude paramétrique d'un DSGSD (Apuani, T., et al., 2007).

- *Phases des simulations numériques :*

Les différentes étapes de l'étude numérique sont les suivantes (Apuani, T., et al., 2007) :

1. l'équilibre élastique du système est recherché avec la charge maximale du glacier. Les limites du modèle et les conditions initiales (gravité) sont implantées ;
2. les paramètres mécaniques du massif constitué de gneiss et du glacier sont attribués et la loi de comportement est implantée dans le modèle. Différentes lois de comportement sont comparées : Mohr-Coulomb (MC), Hoek et Brown (HB), modèle visco-élastique de Maxwell (VEM), visco-élastique de Burger (VEB) et élasto-visco-plastique de Burger (CVISC) ;
3. le versant se décomprime sous l'effet de la fonte du glacier en 3 phases successives instantanées, sur une période totale de 1500 ans. Les résultats sont obtenus en l'absence de nappe phréatique.
4. La prise en compte de l'eau est évaluée par rapport à un contexte drainé.

Le Tableau 6 résume les paramètres mécaniques utilisés pour cette étude numérique.

| Propriétés mécaniques<br>Loi de comportement | Gneiss<br>Burger<br>(CVISC) | Mylonite<br>Burger<br>(CVISC) | Glacier<br>Elastique |
|---|---|---|---|
| Masse volumique – g (kg/m$^3$) | 2900 | 2900 | 900 |
| Coefficient de Poisson – ν | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| Module d'Young – E (MPa) | 31621 | 1749,9 | 8500 |
| Module de compressibilité – K (MPa) | 26351 | 1459 | 7083 |
| Module de cisaillement de Maxwell – $G^M$ (MPa) | 12200 | 673 | 3269 |
| Module de cisaillement de Kelvin – $G^k$ (MPa) | 12200 | 673 | |
| Module de viscosité de Maxwell – $\eta^M$ (Pa.s) | $1x10^{20}$ | $1x10^{19}$ | |
| Module de viscosité de Kelvin – $\eta^K$ (Pa.s) | $1x10^{20}$ | $1x10^{19}$ | |
| Cohésion apparente – C (MPa) | 5,5 | 0,7 | |
| Angle de frottement – φ (°) | 57 | 39 | |
| Angle de dilatance – ψ (°) | 0 | 0 | |
| Résistance à la traction – St (MPa) | 0,66 | 0,017 | |

**Tableau 6.** Propriétés élasto-visco-plastiques des différentes unités lithologiques pour le modèle CVISC (Apuani, T., et al., 2007).

- *Résultats :*

La Figure 33 illustre les résultats des déplacements obtenus au sein du versant pour deux des modèles de comportement testés (HB et VEM). En prenant en compte la viscosité (modèle VEM), les déplacements au sein du massif obtenus sont plus importants que ceux pour un modèle élasto-plastique (HB). De plus avec le modèle visqueux, on retrouve une morphologie typique d'un DSGSD (Deep-Seated Gravitational Slope Deformation) à savoir un tassement en crête, un rebond associé à un bombement des terrains en base du versant (Apuani, T., et al., 2007).

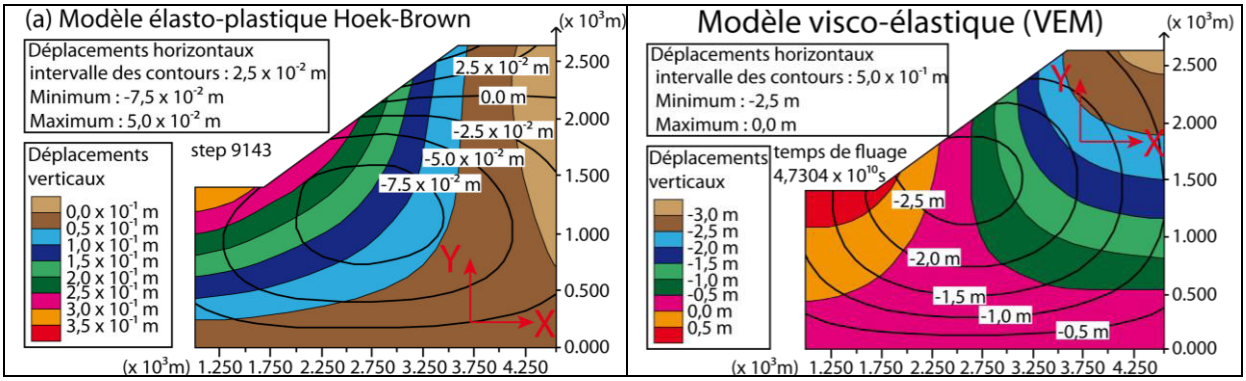



**Figure 33.** Déplacements dans le versant : (a) pour un modèle de comportement élasto-plastique (HB), (b) pour un modèle de comportement visco-élastique (VEM) (Apuani, T., et al., 2007).

Le modèle visco-élasto-plastique de Burger modifié (CVISC), est plus complexe et sensible. Il fait apparaître des surfaces de cisaillement au sein du massif. Les valeurs attribuées aux paramètres de viscosité ont une forte influence sur les résultats obtenus. Les études de sensibilité ont montré de bons résultats lorsque la viscosité de Maxwell est supérieure à celle de Kelvin.

En conclusion, selon ce modèle, le retrait glaciaire seul semble insuffisant pour expliquer le développement de surfaces de rupture profonde. Cependant le mécanisme de fluage semble important à prendre en compte dans le développement des déformations au sein du versant. Il peut constituer un facteur de préparation pour le déclenchement d'une instabilité à venir.
Les modèles de comportement élasto-plastiques sont limités et ne permettent évidemment pas la représentation de l'évolution lente et différée des déplacements et déformations au sein d'un DSGSD sans une extrême dégradation des propriétés des matériaux, laquelle n'est pas réaliste. Le modèle de comportement visco-élastique présente l'intérêt de mieux caractériser les déplacements au sein du versant, avec des propriétés mécaniques vraisemblables. Cependant l'absence d'un critère de plasticité empêche le développement

de surfaces de rupture dans le versant. En conséquence le modèle de comportement élasto-visco-plastique semble être plus pertinent dans l'étude d'un mouvement de versant sujet à un processus de fluage important (Apuani et al. 2007).

Ce type d'étude numérique par rétro-analyse d'études de cas révèle cependant de nombreuses difficultés (Apuani et al. 2007). La liste ci-dessous n'est pas exhaustive :

- tout d'abord pour les études numériques caractérisant le phénomène de fluage, les paramètres de viscosité sont difficiles à déterminer. De surcroît, ils ont une forte incidence sur les résultats de calcul ;
- les essais de laboratoire permettent de caractériser le fluage. Cependant il se pose alors le problème de la représentativité du phénomène mesuré par rapport aux effets d'échelle. On distingue l'effet d'échelle géométrique (échantillon de laboratoire par rapport à l'échelle du versant) et l'effet d'échelle temporel ;
- enfin les modèles numériques sont généralement basés sur l'hypothèse d'un milieu homogène en termes de propriétés mécaniques.

En prenant en compte ces considérations, les résultats tirés de modèles numériques permettent de dresser des tendances générales plutôt que des valeurs quantifiées (Apuani et al. 2007).

## 2.4. L'action de l'eau sur les instabilités de versant et l'évolution des pathologies des ouvrages

Un versant instable soumis à des précipitations saisonnières est le siège de variations fréquentes du niveau de la nappe phréatique de versant. Ces variations sont susceptibles d'entraîner une rupture ou une réactivation des mouvements au sein du versant. Il leur est associé un comportement par « à coup » fonction des rechargements et vidanges de nappes.

Au sein des versants la circulation des eaux est souvent compartimentée ou chenalisée, les caractéristiques lithologiques, hydrogéologiques et structurales contrôlant fortement le régime d'écoulement au sein du massif. Le creusement d'un ouvrage est également susceptible de perturber et modifier le régime d'écoulement (Maréchal, J-C., 1998).

Au niveau de l'interaction d'une instabilité de versant avec un ouvrage en son sein, ces cycles saisonniers pluviométriques sont susceptibles d'entraîner un comportement de type « respiration » de la structure de l'ouvrage (Sandrone, F., Oggeri, C. & Del Greco, O., 2010). On constate alors des cycles dans le suivi de l'évolution des pathologies du revêtement (ouverture/fermeture des fissures, cycles de convergence non linéaire…).

Au niveau de l'ouvrage, l'eau influence le comportement de la structure indépendamment de son action sur le mouvement de versant. Les circulations d'eau ont des effets variés : au niveau de l'entraînement particulaire, elles peuvent conduire à la création de conduits de suffosion, de cavités ou à l'inverse au colmatage des drains. Les eaux d'infiltration peuvent également avoir une action biochimique sur la structure de l'ouvrage. Des eaux fortement minéralisées sont susceptibles de corroder les bétons et l'acier. Au niveau d'une maçonnerie l'altération chimique touche particulièrement les joints de mortier.

### *2.4.1. Les facteurs d'influence des écoulements au voisinage des tunnels*

Le creusement d'un ouvrage souterrain perturbe les écoulements naturels au sein du massif. Il constitue un drain naturel pour la nappe de versant. L'analyse des facteurs influençant les venues d'eau au sein d'un ouvrage est importante pour comprendre l'hydrogéologie d'une nappe de versant, sa dynamique sur les instabilités gravitaires et les sections potentiellement les plus affectées de l'ouvrage.

L'étude de Maréchal, J-C., 1998, sur le comportement des écoulements au voisinage de tunnels creusés au sein de massifs fissurés a permis d'identifier cinq facteurs d'influence : la nature lithologique des formations, la chimie des eaux, la profondeur, la structure tectonique et les conditions aux limites :

- *La lithologie :* en fonction des contraintes tectoniques et de la profondeur de l'ouvrage, la nature lithologique influence les propriétés hydrogéologiques du massif notamment la conductivité hydraulique associée à l'état de fracturation au voisinage de l'ouvrage.
- *La chimie des eaux :* la circulation d'eau au sein du massif provoque une interaction chimique entre l'eau d'infiltration et le massif siège des écoulements. Il est possible de reconnaître les formations géologiques traversées en étudiant la chimie des eaux. La chimie des eaux d'infiltration peut poser des problèmes d'altération de la structure de l'ouvrage. Par exemple des eaux trop sulfatées seront « agressives » pour des ouvrages en béton.
- *La profondeur :* les venues d'eau dans un ouvrage sont tributaires de sa profondeur et de sa position par rapport à la surface du versant. La profondeur associée à l'état de contrainte dans le massif conditionne le comportement de l'encaissant lors du creusement de l'ouvrage. La conductivité hydraulique et les venues d'eau diminuent lorsque la profondeur de l'ouvrage augmente, en dehors du cas particulier des zones de failles.
  L'existence d'une zone décomprimée en domaine montagneux influence l'infiltration et l'emmagasinement des eaux d'infiltration. Son extension et les caractéristiques hydrogéologiques associées dépendent des contextes locaux des versants montagneux.
  Associé au phénomène de décompression du massif, s'ajoute au voisinage des versants le phénomène « d'appel au vide » et différents types d'instabilités de versants.
- *La structure du massif :* la tectonique influence la conductivité hydraulique à deux échelles différentes. Tout d'abord à l'échelle régionale, les déplacements importants (zone de charriage, failles) et les déformations ductiles (plis) conditionnent la géométrie des terrains. Les écoulements et nappes sont fortement tributaires des propriétés lithologiques et hydrogéologiques des formations et donc de leurs géométries et limites. Ensuite au sein des différentes formations, la tectonique cassante à modifié le champ de perméabilité au niveau des zones tectonisées et des fractures.
- *Les conditions aux limites :* la caractérisation des aquifères drainés par un ouvrage passe par la qualification de l'alimentation en eau (pluviométrie, transfert) et les exutoires (sources). Les périodes de recharge se situent généralement en automne et en hiver. Cependant en contexte montagneux, la saisonnalité des précipitations peut être décalée dans le temps du fait du stockage sous forme de neige à la surface des versants.

Dans le cas de tunnels à faible profondeur, au sein de la zone décomprimée et subissant une instabilité de versant, il n'est pas rare que les écoulements se produisent principalement à la faveur d'une perméabilité de pores notamment au sein des formations de couverture. En présence de terrains de nature lithologique hétérogène, variant selon l'axe de l'ouvrage, les propriétés hydrogéologiques de différentes formations conditionnent les écoulements au sein du massif (Figure 34).

Des venues d'eau importantes au sein d'un ouvrage se concentrent généralement au niveau du contact de formations géologiques présentant des forts contrastes des propriétés hydrogéologiques (essentiellement la conductivité hydraulique). La formation la plus imperméable constitue une sorte de barrière hydraulique qui canalise les écoulements vers l'ouvrage (Maréchal, J-C., 1998).

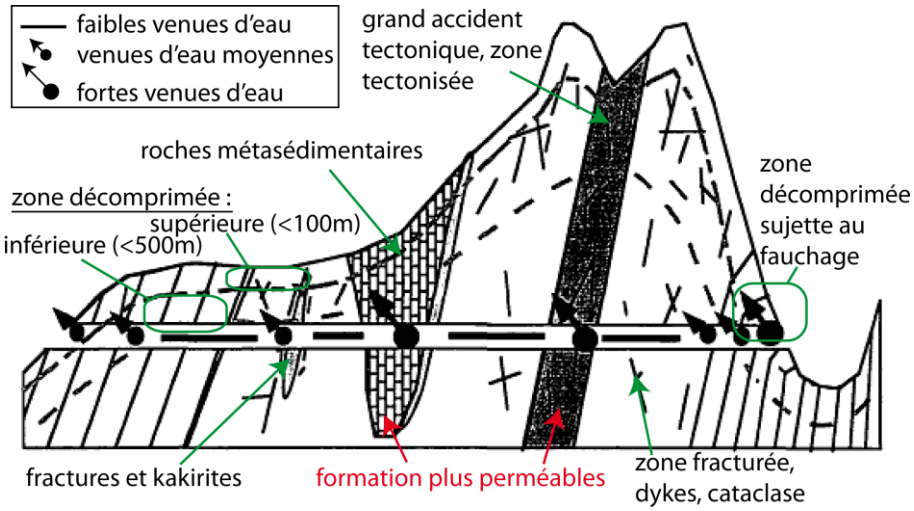



**Figure 34.** Modèle conceptuel d'interaction des eaux souterraines avec un tunnel dans les massifs cristallins alpins, d'après (Maréchal, J-C., 1998).

### *2.4.2. Le rôle des précipitations sur le comportement par « à coup » et le mécanisme de respiration*

De nombreux auteurs ont mis en évidence une corrélation entre les variations du niveau de la nappe phréatique associées à des précipitations importantes et les déplacements au sein du versant (Ould Baba, H., Peth, S., 2012 ; Ceccucci, M., et al., 2008 ; Floris, M., Bozzano, F., 2008, Corominas, J., Moya, J., 1999).

La cinétique des mouvements, associée aux précipitations et aux variations de la charge hydraulique, est également sous l'influence du contraste de conductivité hydraulique entre les formations hôtes de l'écoulement.
Lorsque le contraste de perméabilité entre deux formations devient important, il est susceptible de générer un gradient de pression interstitielle important susceptible de menacer la stabilité du versant (Lourenço, S., et al., 2006).

- *Influence des précipitations sur la cinétique d'une instabilité :*

Les épisodes majeurs de précipitations peuvent déclencher une accélération des mouvements au sein d'un versant. Cette réponse quasi-instantanée après un épisode majeur de précipitations, ou légèrement différée dans le temps, résulte d'une augmentation de la charge hydraulique. Dans le but de déterminer l'influence hydraulique sur la prédisposition au déclenchement ou la réactivation d'un mouvement de versant, il faut considérer aussi bien les évènements de pluies intenses que les précipitations cumulées sur une période pluri-saisonnière.

Le type de mouvement de versant, le volume impliqué, les caractéristiques lithologiques et hydrogéologiques de la masse en mouvement, influencent le temps de transfert des eaux et l'accumulation nécessaire au déclenchement d'un mouvement (Floris, M., Bozzano, F., 2008).

L'étude de Ceccucci, M., et al., 2008, a démontré la corrélation des épisodes pluvieux importants avec l'accélération des déplacements avec un retard compris entre ½ et 1 an dans son cas d'étude (Figure 35).

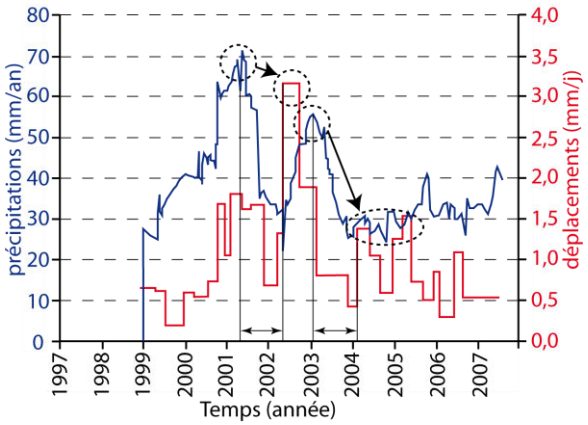



**Figure 35.** Corrélation des précipitations avec les déplacements d'un mouvement de versant (Ceccucci, M., et al., 2008).

Pour de nombreux versants, les précipitations cumulées constituent un facteur de préparation au déclenchement ou de réactivation des mouvements de versant. Le franchissement d'un seuil de précipitations ou d'accumulation des eaux météoriques cumulées peut provoquer la réactivation du mouvement (Floris, M., Bozzano, F., 2008).

Dans l'étude de Corominas, J., Moya, J., (1999), seules les précipitations supérieures à 40mm/j sont prises en compte dans la réactivation de mouvements de terrain. Du fait de l'absence de moyens de surveillance, les réactivations des déplacements peuvent être mises en évidence grâce à des analyses dendrochronologiques (Corominas, J., Moya, J., 1999 ; Silhàn, K., et al., 2014). Les mouvements de terrains perturbent la croissance d'arbres soumis à ces déplacements. En fonction de la cinétique de ces mouvements, les anomalies concernent les anneaux de croissance et l'inclinaison des arbres. Du fait de la croissance des anneaux limitée à un par année, la précision de l'âge de la réactivation des mouvements est limitée à une échelle annuelle (Corominas, J., Moya, J., 1999).

Le graphique ci-dessous représente les précipitations cumulées capables de réactiver des glissements de terrain (Figure 36). Les précipitations du jour précédant le déclenchement du mouvement de terrain sont indiquées sur le graphique.

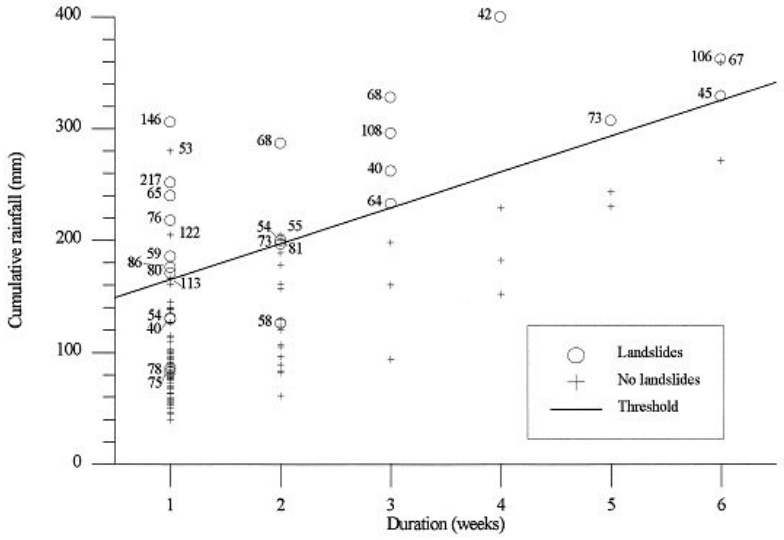



**Figure 36.** Seuil de réactivation de glissements de terrain en fonction des précipitations cumulées. Application au bassin versant supérieur de la Liobregat dans l'Est des Pyrénées (Corominas, J., Moya, J., 1999).

Ce type de graphique, spécifique pour chaque zone d'étude semble relativement fiable (90% des cas validés). Il permet la définition d'un seuil de précipitations cumulées à partir duquel la réactivation de mouvement de terrains est susceptible de se produire (Corominas, J., Moya, J., 1999).

L'instrumentation d'un versant au moyen d'inclinomètres permet également de suivre les déformations en profondeur au sein du versant. Il est important de mesurer régulièrement les déplacements au sein du versant ainsi que les précipitations afin de réaliser une bonne corrélation et repérer les variations saisonnières (Ceccucci, M., et al., 2008).

La prise en compte d'une accélération des mouvements de versant sous l'influence hydraulique peut également être appréhendée au niveau de l'ouvrage soumis à une interaction avec une instabilité de versant.

- *Le phénomène de respiration de la structure :*

L'influence des précipitations sur la cinétique du mouvement de versant impacte également le comportement de l'ouvrage et l'évolution de ses dommages, dans le cas où l'interaction de l'instabilité gravitaire avec l'ouvrage est avérée.

Pour les tunnels sous faible couverture, l'activité pluviométrique saisonnière influence les débits d'eau collectés au niveau de l'ouvrage. Ces derniers sont plus ou moins différés dans le temps après un épisode pluvieux. Ils peuvent renseigner sur la perméabilité moyenne des formations de versant ou sur le type d'écoulement, chenalisé ou non.

Au niveau de l'ouvrage, le suivi des déformations au moyen de mesures de convergence (convergence au fil invar, mesures topographiques…) et la comparaison des profils transversaux obtenus avec des profils antérieurs, permettent de déterminer les sections de l'ouvrage affectées par une instabilité de versant (Sandrone, F., et al., 2010). Le suivi de l'évolution du jeu des fissures au moyen de fissuromètres peut également permettre une corrélation des précipitations avec l'évolution du jeu des fissures.

Si les mesures mensuelles, voire saisonnières, des déformations de l'ouvrage, de l'évolution du jeu des fissures ou des mesures des contraintes sont sujets à des évolutions cycliques de période saisonnière alors l'ouvrage est vraisemblablement sous l'influence d'un moteur hydraulique.

L'état de l'ouvrage et son degré de liaison avec le terrain encaissant sont importants à prendre en compte afin de diagnostiquer l'évolution au niveau des sections fortement endommagées. L'utilisation de méthodes géophysiques (géoradar, microsismique réflexion) couplées avec des sondages d'investigation et des échantillonnages, permettent de caractériser la structure et son encaissant proche (Sandrone, F., et al., 2010).

Après avoir présenté le comportement d'une instabilité de versant et de l'évolution des pathologies d'un ouvrage en son sein, en lien avec les précipitations saisonnières, l'impact des circulations d'eau souterraines au voisinage de la structure des ouvrages sur leurs dommages et leurs vieillissements est présenté.

### *2.4.3. L'action de l'eau sur les ouvrages souterrains*

La circulation des eaux d'infiltration au voisinage d'un ouvrage influence fortement le comportement mécanique du massif encaissant et son évolution dans le temps. Divers processus physico-chimiques et hydro-mécaniques concernent l'interaction des eaux souterraines avec le massif encaissant proche et la structure de l'ouvrage. On peut citer par exemple l'influence de la saturation des matériaux du massif encaissant sur la déformabilité et la résistance des sols, ou le gonflement des sols argileux en présence d'eau.

Dans la partie ci-dessous, seuls les mécanismes hydromécaniques sont présentés.

- *Action des écoulements :*

Lors du percement d'un tunnel, la nature lithologique des terrains, l'état de contrainte dans le massif et les principaux accidents, conditionnent la réponse du massif. Au voisinage de l'ouvrage, la forte variation de l'état des contraintes entraîne le développement d'une auréole de déconfinement. Elle se développe au cours du percement à l'avant du front de taille et autour de la section excavée et caractérise une frange de terrain endommagé (micro-fissuré à fissuré), de l'ordre du rayon de l'ouvrage et présentant une conductivité hydraulique plus

forte (AFTES GT14, 1989). Les dimensions de l'auréole varient en fonction de plusieurs facteurs (état de contrainte, lithologie, méthode de creusement, temps d'attente avant la pose du revêtement de l'ouvrage…). La perméabilité du massif peut augmenter de plusieurs ordres de grandeur dans le cas où l'excavation à été réalisée à l'explosif, sans précautions particulières.

Au sein de formations caractérisées par des niveaux de plus ou moins forte perméabilité, le développement de gradients hydrauliques élevés conduit à des cheminements préférentiels de l'eau au niveau des horizons plus perméables (AFTES GT7, 1974).
Lorsqu'au niveau de l'interface entre la structure de l'ouvrage et le terrain encaissant le gradient hydraulique est suffisamment important pour entraîner les particules les plus fines au sein du milieu poreux alors il peut se former au cours du temps des conduits de suffosion.
La présence d'horizons de matériaux « métastables » ou de niveaux d'interface mal traités, (avec granulométrie de sable fin, faible densité et texture lâche, faible résistance au cisaillement, cohésion peu importante, forte teneur en eau), peut être à l'origine de phénomènes d'érosion interne. Les formations superficielles de versant et également dans certains cas les matériaux constitutifs de la structure de blocage du tunnel font partie de ces matériaux potentiellement « métastables » qui peuvent être sujets à des effondrements de texture sous de faibles sollicitations hydrauliques ou mécaniques. A terme, le développement de conduits de suffosion est susceptible de former ou d'agrandir des vides et cavités à l'extrados de la structure ou au sein de la structure de pierre sèches pour les ouvrages anciens.

Au niveau de la structure de l'ouvrage, les venues d'eau « agressent » de manière préférentielle les joints constitués de mortier de chaux. Ces joints sont soumis à des efforts mécaniques susceptibles de les avoir endommagés, facilitant ainsi leur hydratation et leur désagrégation progressive (Magnien, P., 2007).

Dans l'étude de cas de Sandrone, F., et al., 2010, les reconnaissances au marteau et les investigations endoscopiques de la maçonnerie ont permis de caractériser l'état de la structure. La forte altération de surface des moellons (jusqu'à 2 cm d'épaisseur) est associée à une forte altération des joints allant jusqu'au déjointement. La dissolution lente des joints résulte de la circulation de l'eau derrière le revêtement. Les variations thermiques (gel/dégel) associées aux cycles saisonniers des précipitations semblent bien se corréler avec le comportement de « respiration » de l'ouvrage (Sandrone, F., et al., 2010).
La présence de vide derrière la structure maçonnée au niveau des sections fortement déformées peut résulter d'un lessivage des fines au sein de l'encaissant (Sandrone, F., et al., 2010).
Cette rétro-analyse d'étude de cas montre bien l'importance de la prise en compte de l'eau sur le comportement saisonnier de l'ouvrage associé à son interaction avec une instabilité de versant. D'autre part les circulations d'eau au voisinage de l'ouvrage et le phénomène de cryoclastie influencent l'évolution de l'interaction de l'ouvrage avec son encaissant au cours du temps.

- *Action des cycles d'hydratation-dessiccation :*

Au voisinage d'un ouvrage, l'endommagement et le déconfinement du massif, consécutifs au creusement peuvent également être à l'origine du gonflement ou du retrait de sols argileux. Au niveau de l'ouvrage, le phénomène de gonflement est susceptible d'entraîner une augmentation des efforts de compression appliqués à la structure. Les cycles de retrait-gonflement sont susceptibles d'entraîner une fissuration importante du massif encaissant, favorisant la fragmentation, la dégradation et les venues d'eau (Idris, J., 2007).

- *Action des cycles de gel-dégel :*

Le voisinage des têtes de tunnels, sujets à des variations de températures importantes, sont susceptibles de subir le phénomène de cryoclastie. Au niveau des pores des joints de la maçonnerie, mais également au niveau des fissures, la congélation de l'eau peut conduire au développement de pressions importantes de 50 à 200 MPa entraînant le développement de nouvelles fissures et l'éclatement de la roche (Idris, J., 2007 ; Magnien, P., 2007). L'action

du gel peut pénétrer profondément au sein du massif. Des profondeurs d'influence de la gélifraction de 0,40 à 0,80 m depuis le parement de l'ouvrage ont été diagnostiquées (Magnien, P., 2007).

Pour les tunnels anciens, compte tenu de l'évolution possible des efforts au sein du terrain encaissant, l'épaisseur des maçonneries était généralement comprise entre 0,60 et 0,80 m d'épaisseur. Cependant en considérant les malfaçons classiques au niveau des zones de clavage (en clé de voûte et au niveau des naissances), des sous-épaisseurs fréquentes de la maçonnerie ont pu être à l'origine d'un endommagement important du terrain derrière la structure. Les cycles successifs de gel-dégel contribuent alors à désorganiser la structure et son encaissant proche rendant la structure et éventuellement l'encaissant plus perméable (Magnien, P., 2007).

Il est intéressant d'étudier l'influence du développement de vides et cavités, au niveau de l'extrados de structures d'ouvrages, sur le comportement mécanique de ces ouvrages anciens.

## 2.5. Influence de la perte de contact entre la structure et le terrain encaissant sur le comportement mécanique – cas du développement de cavités.

La perte de contact derrière la structure d'un ouvrage peut être le résultat de plusieurs phénomènes : une malfaçon de réalisation lors de la mise en place de la structure, une érosion au sein du terrain encaissant ou la dégradation du bois de soutènement derrière le revêtement (Meguid, M.A., Dang, H.K., 2009).

Le phénomène d'entraînement particulaire, au travers des fractures du terrain encaissant, des fissures dans la structure ou au sein de la structure de blocage, est un mécanisme lent et progressif. Il provoque en premier lieu une décompression du massif encaissant. Au cours du temps, la décompression poussée du terrain peut conduire à une modification de la sollicitation mécanique autour de l'ouvrage entraînant une modification des efforts internes au sein de la structure. Ce phénomène d'érosion interne ne peut avoir lieu qu'au sein de terrains granulaires tels que les sables, les silts et certaines altérites.

Dans cette étude bibliographique, nous allons présenter les différents facteurs à l'origine du développement de ces vides et les conséquences sur le comportement d'un ouvrage.

### *2.5.1. Facteurs à l'origine du développement de vides au niveau de l'interface entre tunnel et terrain encaissant.*

Plusieurs facteurs semblent à l'origine du développement de ces vides au niveau de l'interface entre la structure et le terrain encaissant.

L'étude de Gao, Y., et al., (2014) porte sur des mesures de bruits de fond à partir d'accéléromètres de précision installés en surface de revêtements de tunnels. L'analyse des spectres de fréquence des ouvrages permet alors de mettre en évidence la présence de vides entre le revêtement et le terrain encaissant. Des simulations numériques permettent de préciser le rôle de différents paramètres (taille et position des vides,…).

Meguid, M.A., Dang, H.K., (2009) développent des simulations numériques pour analyser l'effet de vides en arrière du revêtement sur les contraintes dans le revêtement et les déformations de celui-ci.

Cependant il est important de préciser que les différentes études numériques ont été réalisées au sein d'un massif homogène, isotrope, soumis à un champ de contrainte géostatique. La prise en compte d'un état de contrainte anisotrope associé au contexte d'un versant décomprimé à proximité entraînerait vraisemblablement une réponse différente de la

structure à la formation d'un vide à l'extrados de celle-ci, la position du vide en arrière de la structure, par rapport à la direction d'anisotropie, devant jouer un rôle important.

### 2.5.2. Efforts et pathologies au niveau de la structure

- *Les efforts au sein de la structure :*

Leung, C., Meguid, M.A., (2011), ont réalisé une étude expérimentale avec pour objectif d'étudier l'influence d'une perte de contact derrière la structure d'un ouvrage et de valider les résultats d'une étude numérique.

➢ *Protocole expérimental :*

Une boîte d'essai de 1,41 m de long, 1,27 m de haut et 0,3 m de profondeur a été utilisée afin de simuler la création d'un vide en paroi d'un tunnel. Le diamètre de l'excavation D d'une valeur de 152 mm est situé à 4,2 D des parois latérales et 2,2 D de la base. La boite d'essai est remplie de sable fin homogène afin de représenter l'encaissant de l'ouvrage (Figure 37). La section excavée (D = 152 mm) est légèrement supérieure au diamètre externe du revêtement (150 mm) dans le but de simuler un espace annulaire entre la structure et le terrain encaissant.

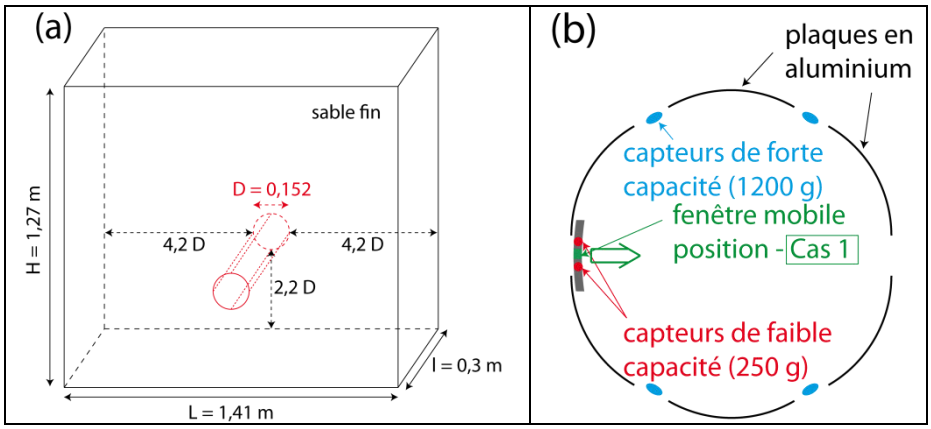



**Figure 37.** Schémas du modèle expérimental (a) et de la position des capteurs sur le revêtement du tunnel (b).

Le revêtement de l'ouvrage est formé par 6 plaques en aluminium fixées sur un tuyau central de 0,114 m de diamètre et de 0,610 m de long. Des fenêtres mobiles sont disposées entre ces 6 plaques fixes (Figure 37). Ces dernières sont légèrement rétractables vers l'intérieur de l'ouvrage (< 3 mm) afin de simuler la formation d'une cavité. Pour chaque essai seule une fenêtre mobile située au niveau d'une des 3 situations étudiées autour de la section transversale est rétractée afin d'analyser l'influence de la localisation du vide derrière l'ouvrage (Figure 38). Dans les trois cas l'excavation est réalisée au centre de la boîte.

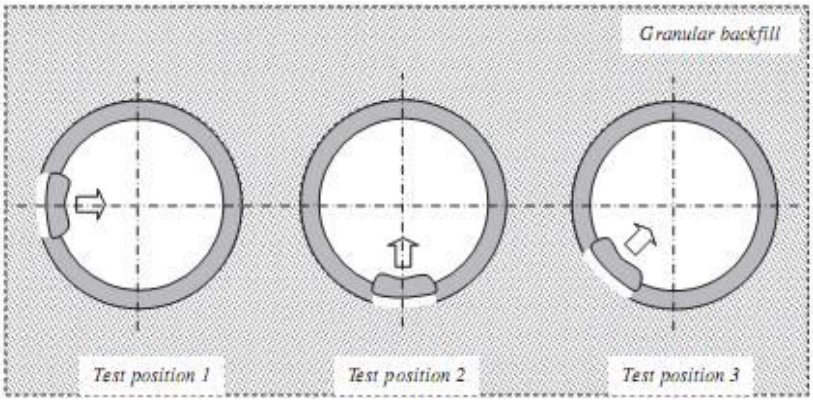



**Figure 38.** Représentation des essais expérimentaux. Dans chaque cas, l'excavation est réalisée au centre de la boîte (Meguid, M.A., Leung, C., 2011).

Deux types de capteurs de contrainte ont été disposés au niveau de l'interface entre le revêtement et l'encaissant. Les quatre capteurs (Futek) situés de part et d'autres de la cavité formée à 1,9 cm du centre de la cavité sur l'interface, enregistrent les variations de contrainte dans le revêtement au cours de la formation du vide. Les 4 capteurs (Scaime) situés au delà de la zone de la cavité enregistrent la réponse de l'encaissant tout autour de l'ouvrage.

- *Résultats :*

La mesure des contraintes dans la structure de part et d'autre de la cavité formée permet de mettre en évidence l'influence de la génération d'un vide à l'extrados de la structure en fonction de sa localisation autour de l'ouvrage (Figure 39). Une série de trois tests expérimentaux a été réalisée pour chaque localisation de la cavité autour de l'ouvrage. L'évolution de la pression dans les quatre capteurs situés de part et d'autres de la fenêtre mobile a été mesurée.

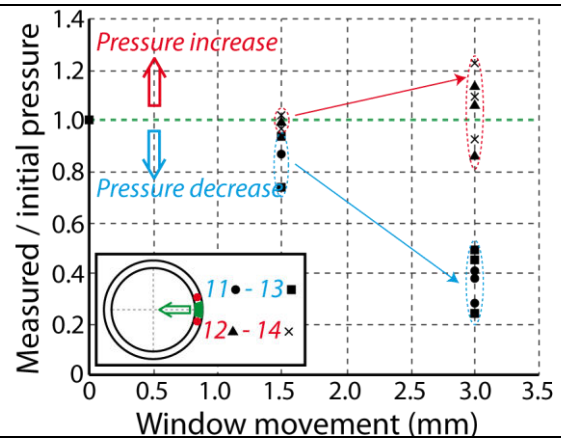
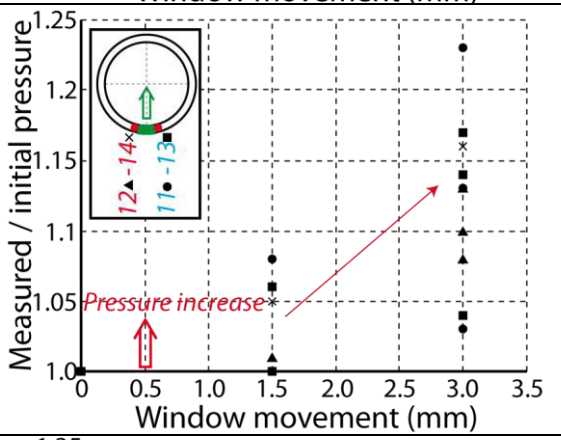
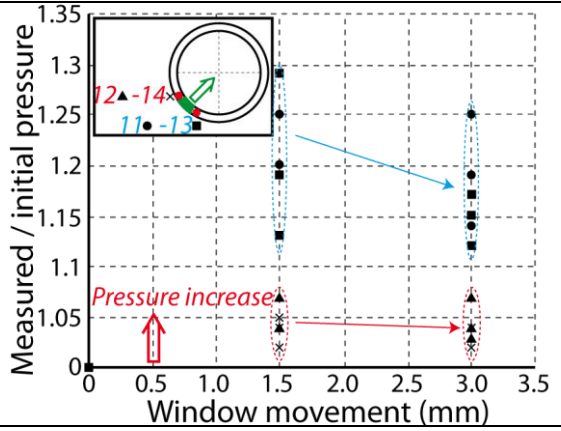
| | |
|---|---|
|  | De part et d'autre de la cavité formée au niveau de la naissance de la voûte, on constate une évolution de la sollicitation mécanique. L'augmentation des dimensions de la cavité provoque une réduction progressive des contraintes au dessus de la cavité (capteurs 11, 13). A l'inverse, elle provoque un accroissement des efforts à la base de la cavité (capteurs 12 et 14).<br>Le comportement du sol s'explique par une légère décompression du terrain encaissant au dessus de la cavité associé à un report des efforts vers sa base. |
|  | Le développement d'une cavité à la base du radier provoque une augmentation progressive des contraintes dans la structure de part et d'autre de la cavité au cours de son agrandissement. |
|  | Au niveau de la naissance du radier, le développement d'un vide provoque une augmentation des contraintes dans la structure de part et d'autre de la cavité. En dessous de la cavité, l'accroissement de pression est de l'ordre de 12 à 28% de la pression initiale tandis qu'au dessus cette augmentation est de l'ordre de 3 à 7%. La pression diminue légèrement lorsque la cavité augmente de 1,5 mm à 3,0 mm. |

**Figure 39.** Modification de la pression de contact au voisinage de la fenêtre rétractée, pour différentes localisation de celle-ci autour de l'ouvrage. Pour des raisons graphiques, les capteurs 11 à 14 placés sur la fenêtre mobile ont été décalés dans les encadrés. Pour les différentes positions autour de l'ouvrage, les essais ont été réalisés à 3 reprises (Meguid, M.A., Leung, C., 2011).

Au voisinage de la structure, l'augmentation de la pression moyenne de contact de part et d'autre d'une cavité formée est le résultat d'une redistribution des efforts associée à l'effet de voûte autour de la cavité. Cette augmentation est particulièrement importante pour un vide situé au voisinage de la naissance de la voûte (zone la plus critique selon l'auteur). Enfin au sein d'un matériau de type sableux, la génération d'une cavité entraîne un transfert rapide des efforts à la structure (Meguid, M.A., Leung, C., 2011).

Les principales conclusions de l'auteur sont les suivantes (Meguid, M.A., Leung, C., 2011) :

- Au niveau de la ligne de naissance de la voûte, la perte de contact localisée du terrain encaissant provoque une augmentation de 25% de la pression des terres initiale au dessous de la cavité et au contraire une diminution de 75% de la pression au-dessus de la cavité.
  Cette observation doit vraisemblablement être liée à l'état de contrainte régnant au sein du massif où $\sigma_v > \sigma_h$.
- En base du radier et en naissance du radier, on constate une augmentation de part et d'autre de la cavité d'environ 28% de la pression initiale.
- Du fait des faibles dimensions de la fenêtre amovible, la cavité a entraîné une absence de variation de la pression des terres sur le reste du revêtement éloigné de la cavité.

➢ *Cadre de l'étude numérique :*

Cette étude numérique à été réalisée à l'aide du logiciel Plaxis, version 8.0 en situation axisymétrique et déformations planes. Le modèle est considéré en conditions drainées avec des dimensions indiquées en Figure 40. Des éléments d'interface caractérisés par un facteur de résistance $R_{int}$ sont mis en œuvre dans la simulation numérique.

La formation de cavités a été simulée pour deux localisations distinctes derrière le revêtement : au niveau de la naissance de la voûte puis en base du radier. Pour simplifier le problème, les vides ont un contour circulaire et se développent longitudinalement dans le sens de l'axe du tunnel, permettant une analyse du problème en 2D. La variation des dimensions de la cavité au contact de l'ouvrage a pour objectif de simuler l'évolution des vides au cours du temps. La longueur en paroi du vide (Lv) augmente progressivement de : 0%, 3%, 7%, 10%, 15% de la circonférence du tunnel (de diamètre D).

Le massif considéré correspond à un matériau sableux saturé représenté par un modèle de sol élasto-plastique avec écrouissage positif.

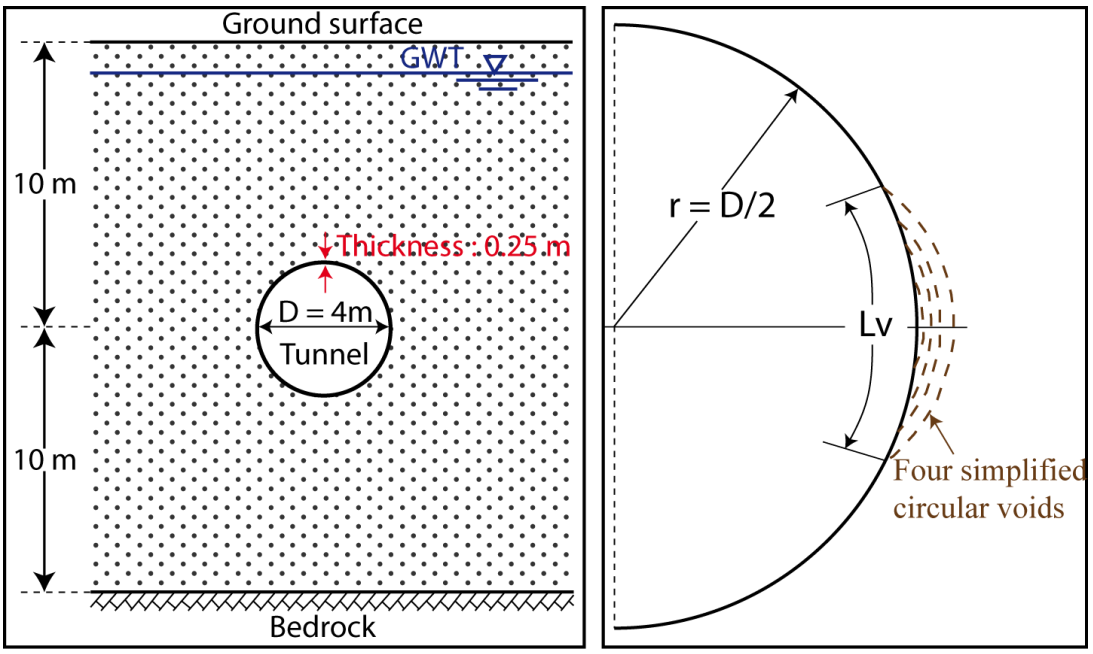



**Figure 40.** Analyse numérique de l'influence de la formation d'un vide derrière le revêtement d'un tunnel (Meguid, M.A., Dang, H.K., 2009).

➢ *Résultats :*

Les effets de la formation de vides et de l'augmentation de leurs dimensions sont analysés en considérant les forces de poussée et les moments fléchissants au sein de la structure. La taille de la cavité en paroi est exprimée grâce au rapport (Lv / πD). L'augmentation des dimensions de la cavité provoque un accroissement des contraintes dans la structure.

Les résultats numériques obtenus sont représentés en fonction de la position autour de l'ouvrage, pour différents états de contraintes initiales (valeurs de $K_0$) et pour différentes dimensions de la taille de la cavité (Figure 41).

Au niveau de la naissance de la voûte : l'augmentation de la taille des vides provoque une augmentation des moments. De plus, une rigidité plus importante de la structure provoque des valeurs de moment plus fortes. Les moments calculés sont également plus faibles lorsque $K_0$=1,0 par rapport à $K_0$=0,5, en d'autre terme lorsque l'état de contrainte est plus isotrope.
Les forces de poussées T (kN/m) ont tendance à augmenter légèrement tandis que la taille du vide reste inférieure à 3% de la circonférence. Au-dessus de cette dimension, une augmentation importante des forces de poussée à été constatée.

Au niveau du radier : la valeur des moments augmente lorsque la taille de la cavité augmente.
Les forces de poussées augmentent très légèrement lorsque la taille de la cavité augmente, pour $K_0$=0,5 ou pour $K_0$=1,0.

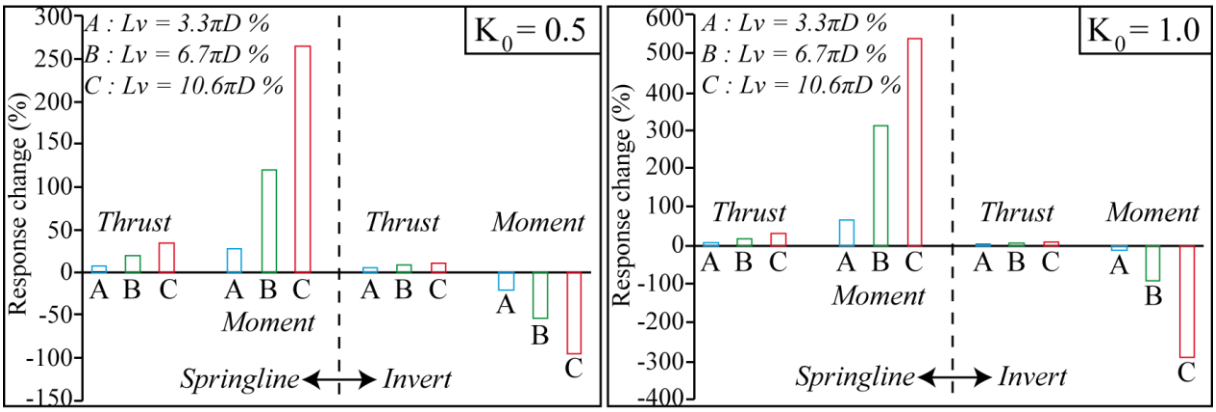



**Figure 41.** Résultats de l'influence d'un vide au niveau de la naissance et du radier sur la modification des efforts dans la structure pour 3 tailles (A, B et C) de cavités (Meguid, M.A., Dang, H.K., 2009).

On remarque donc que les variations des efforts en radier sont beaucoup plus faibles que celles au niveau de la naissance de la voûte. Plus les vides grossissent, plus le coefficient $K_0$ s'accroît et plus les moments et les forces de poussée augmentent et ce d'autant plus au niveau de la naissance de la voûte. Cependant l'inversion de signe du moment peut entraîner des effets significatifs sur le comportement de la structure avec l'apparition de fissures dans le cas où la résistance en traction est dépassée (Meguid, M.A., Dang, H.K., 2009).

- *Les pathologies au voisinage d'un vide :*

L'étude de Meguid, M.A., Leung, C., (2011) à défini les dommages possibles dans la structure de l'ouvrage en fonction de la position de la cavité derrière la structure :

- En radier, le développement de vides peut entraîner des tassements de la structure associés à des fissures transversales délimitant la section de l'ouvrage affectée.
- En piédroit, la perte de contact peut conduire à une ovalisation de la section ainsi que l'apparition de fissures longitudinales.

Le chapitre 3, consacré aux approches géomécaniques vise à approfondir la compréhension des phénomènes d'interaction d'un ouvrage en situation de versant dans le contexte d'un tunnel suivant la direction du versant.

# Chapitre 3. Approches géomécaniques

Les simulations numériques font appel à des simplifications permettant d'appréhender le comportement des ouvrages et de tester l'influence de différents paramètres. On peut en espérer une aide à l'analyse de pathologies observées. Dans notre contexte d'étude, différents facteurs d'influence de l'interaction entre un ouvrage et une instabilité de versant ont été étudiés. Ces facteurs peuvent être séparés en deux catégories principales : les facteurs relatifs aux méthodes de construction des ouvrages dans un versant montagneux instable (1) ; les facteurs relatifs aux conditions géologiques, géomorphologiques et hydrogéologiques (2).

Sans prétendre être exhaustive, notre étude a cherché à analyser l'influence de (1) :

a) La situation de l'ouvrage dans le versant (altitude et distance à la surface du versant) ;
b) Le déconfinement autour de l'ouvrage avant la mise en place de sa structure ;
c) La dimension et la forme du tunnel ;
d) La prise en compte d'une auréole de terrains endommagés (EDZ).

Concernant les facteurs d'influence relatifs aux conditions particulières des versants naturels, nous avons analysé les sujets suivants (2) :

a) Prise en considération de différents états de contraintes initiales ;
b) Prise en compte de phénomènes de fluage au sein du versant.

Dans une première sous-partie le cadre des études numériques est présenté. Dans une seconde sous-partie, les principaux résultats sont exposés.

## 3.1. Cadre des études numériques paramétriques.

La réalisation de deux modèles numériques distincts à l'aide du logiciel FLAC 2D version 5.0, a permis d'analyser les différents facteurs d'influence cités précédemment. Après avoir exposé les caractéristiques de ces deux modèles, les objectifs et les particularités des différentes études sont exposés.

### *3.1.1. Description des deux modèles numériques utilisés.*

#### I. Modèle numérique A.

Le modèle A est un modèle numérique 2D (Figure 42). Il ressemble fortement à celui utilisé dans l'étude de Koizumi, Y. et al., (2010) illustré précédemment (Figure 18). Le contexte géologique dans ce cas d'étude pourrait correspondre à un matériau homogène argilo-sableux. L'état de stabilité initial du versant est d'environ 1,2. Cette étude porte donc sur une situation de tunnel parallèle au versant, plus ou moins proche de la surface du versant.

- *Caractéristiques générales :*

Les caractéristiques du modèle sont présentées ci-dessous :

- Les dimensions du modèle et la morphologie du versant sont présentées en Figure 42.
- La hauteur et la pente du versant sont fixées respectivement à 100 mètres et à 30°.
- Ce modèle comporte :
  - une zone A proche du versant, avec un maillage carré homogène 2x2m². Au sein de cette zone, une zone « raffinée » est construite autour du tunnel, avec un maillage dans un premier temps de 1x1m². Par la suite, la taille des mailles dans la zone raffinée est légèrement réduite (0,66x0,66m²) car la taille de l'ouvrage est plus faible.
  - des zones B, C et D dont les dimensions du maillage sont fonction de la distance au versant.

- Quatre types de localisation du tunnel ont été distingués : à proximité de la tête ou de la crête du versant (a), au centre (b), en pied de versant (c) et à la base du versant (d) (Figure 51).
- La caractérisation de la distance entre la surface du versant et l'extrados du tunnel varie également entre 0,5D, 1D, 1,5D, 2D, 3D et 5D (D est le diamètre du tunnel).
- En fonction de la situation de l'ouvrage dans le versant, la zone « raffinée » autour du tunnel est modifiée pour s'adapter à la proximité du versant. Cette zone raffinée permet aussi de prendre en compte correctement la forme et les dimensions du tunnel.

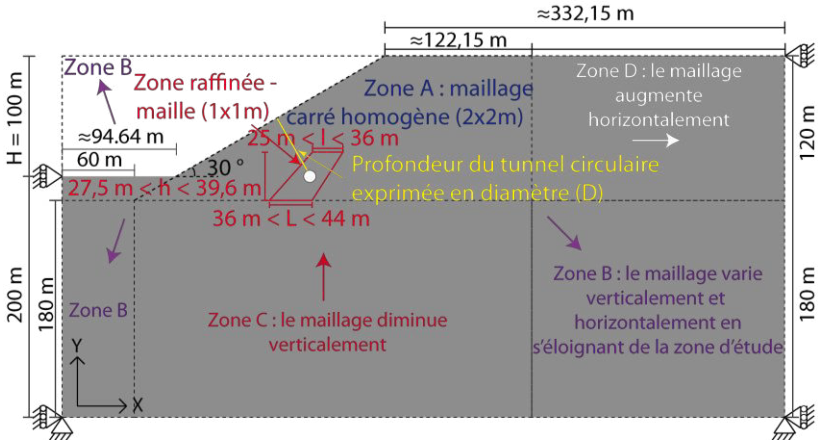



**Figure 42.** Schéma général du modèle numérique (A).

- Le modèle considéré en conditions drainées est composé d'un massif de sol homogène dont les caractéristiques sont données dans le Tableau 7.
- Le comportement du matériau représentant l'encaissant est simulé par un modèle élasto-plastique avec critère de Mohr-Coulomb.

| | Poids volumique $\gamma$ (kN/m$^3$) | Cohésion C (kPa) | Angle de frottement interne $\varphi$ (°) | Coefficient de Poisson $\nu$ | Module d'Young E (MPa) | Module de cisaillement G (MPa) | Module de compressibilité K (MPa) | Résistance à la traction t (kPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Massif | 19,6 | 20 | 30 | 0,3 | 50 | 19,2 | 41,6 | 20,0 |

**Tableau 7.** Caractéristiques mécaniques du massif – Modèle numérique (A).

- *Les différentes étapes numériques :*

1. La mise en place des contraintes dans l'ensemble du modèle est réalisée en attribuant au massif un comportement élastique associé à des caractéristiques mécaniques améliorées (Tableau 8). Du fait du maillage non-uniforme, cette solution permet un retour à l'équilibre rapidement accompagné d'un état de contrainte conforme aux prévisions, sans l'apparition de déformations de cisaillement ou de points plastiques.

| | Poids volumique $\gamma$ (kN/m$^3$) | Cohésion C (kPa) | Angle de frottement interne $\varphi$ (°) | Coefficient de Poisson $\nu$ | Module d'Young E (MPa) | Module de cisaillement G (MPa) | Module de compressibilité K (MPa) | Résistance à la traction t (kPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Massif | 19,6 | $1x10^7$ | 45 | 0,3 | 50 | 19,2 | 41,6 | $1x10^7$ |

**Tableau 8.** Caractéristiques mécaniques améliorées du massif – Phase de « consolidation » – Modèle numérique (A).

Dans une seconde étape, les caractéristiques mécaniques du modèle conformes à la nature du terrain sont attribuées (Tableau 7). L'état de contrainte théorique correspond bien aux résultats attendus (demi-espace à déformation latérale empêchée). En particulier à la base du modèle (avec compression négative) :

$$\begin{cases} \sigma_{yy} = \rho \times g \times z = 19{,}62 \times 300 = -5{,}886\ 10^3\ \text{kPa} \\ \sigma_{xx} = K_0 \times \sigma_{yy} = -5{,}886\ 10^3 \times 0{,}4286 = -2{,}5227\ 10^3\ \text{kPa} \\ \sigma_{zz} = K_0 \times \sigma_{yy} = -5{,}886\ 10^3 \times 0{,}4286 = -2{,}5227\ 10^3\ \text{kPa} \end{cases}$$

Le coefficient $K_0$ permettant de relier la contrainte principale horizontale initiale à la contrainte verticale est défini par la formule $K_0 = \nu / (1-\nu)$, dans notre cas $K_0 = 0{,}43$.

2. L'excavation du versant est ensuite réalisée de manière progressive, par passes de 20 mètres de hauteur jusqu'à la hauteur H du versant (Figure 43). Cette excavation progressive du versant permet d'éviter les effets « transitoires » induits par une excavation instantanée de la totalité du versant.

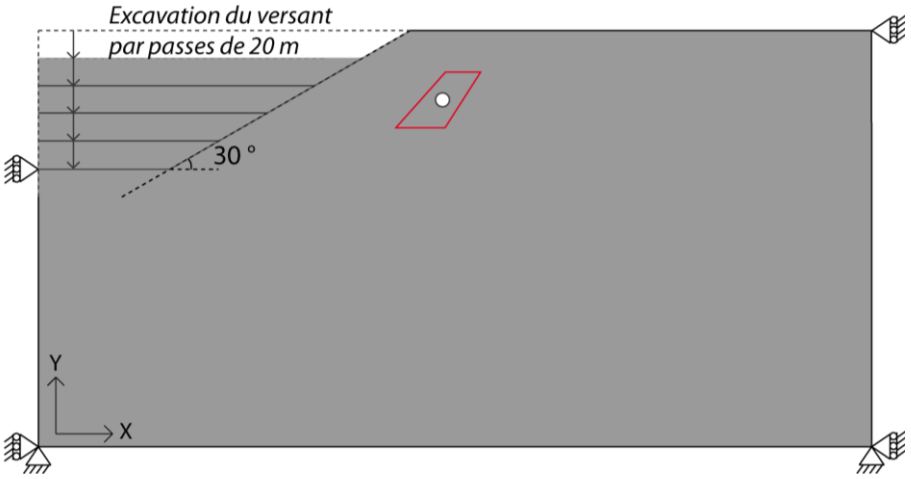



**Figure 43.** Schéma de l'excavation progressive du versant - Modèle numérique (A).

3. Le creusement de l'ouvrage dans le versant est simulé par une excavation instantanée. Les contraintes au niveau des mailles définissant la frontière de la section excavée font l'objet d'une relaxation progressive suivant la procédure de déconfinement proposée par le manuel Flac. Tout comme la phase d'excavation du versant, cette phase de relaxation des contraintes est progressive pour éviter les effets transitoires. Le processus de relaxation est explicité au niveau de la partie traitant des particularités du modèle numérique (A) pour l'étude du déconfinement (3.1.2.).
   La section excavée est à l'origine circulaire avec un diamètre de D = 10 m. Elle est par la suite modifiée en forme et dimension pour les différentes études paramétriques.

   Afin d'étudier l'influence du creusement de l'ouvrage sur la stabilité du versant, les déplacements sont remis à zéro avant la phase de creusement du tunnel.

   L'influence du taux de déconfinement avant la mise en place de la structure est étudiée pour un taux $\lambda$ compris entre 10% et 90%. Pour la suite des études paramétriques, un taux de déconfinement de $\lambda$ = 70% est choisi, simulant l'effet du creusement de l'ouvrage.

4. La structure du tunnel est mise en place une fois le taux de déconfinement spécifié atteint. Le revêtement de l'ouvrage simulé par des éléments « poutres » correspond à une structure en béton de 0,7 m d'épaisseur radiale dont les caractéristiques géométriques et mécaniques sont données ci-dessous (Tableau 9).

| Rayon de l'ouvrage (m) | Epaisseur du revêtement (m) | Aire de la section ($m^2$) | Moment d'inertie I ($m^4$) | Module élastique E (MPa) | Coefficient de Poisson $\nu$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 5,0 | 0,7 | 0,7 x 1 | $2{,}85\ 10^{-2}$ | $25\ 10^3$ | 0,2 |

**Tableau 9.** Caractéristiques géométriques et mécaniques du revêtement de l'ouvrage – Modèle numérique (A).

Pour ces simulations numériques, aucune résistance à la compression et à la traction n'est affectée aux éléments « poutres » constitutifs de la structure. Dans ce cas, les résistances à la compression et à la traction sont supposées infinies.

Dans les études paramétriques suivantes, les déplacements et les déformations au sein du versant sont représentés pour la partie du modèle la plus proche du versant (Figure 44). Pour des raisons pratiques une distorsion v/h = 2 est par ailleurs appliquée.

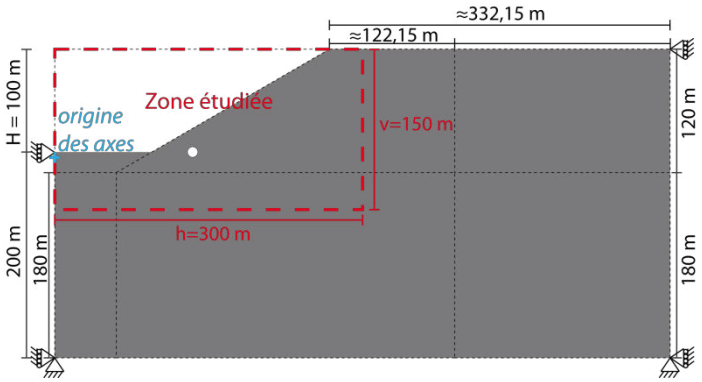



**Figure 44.** Zone d'étude des déplacements au sein du versant - Modèle numérique (A).

## II. Modèle numérique B.

Le modèle B est un modèle numérique 2D (Figure 45). Il est basé sur celui utilisé dans l'étude de Apuani, T., et al., (2007) illustré précédemment (Figure 32). Le contexte géologique de ce cas d'étude pourrait correspondre à un matériau rocheux homogénéisé. Cette étude concerne également une situation de tunnel parallèle au versant, soumis à un lent mouvement de fluage et sujet au phénomène de décompression post-glaciaire.

- *Caractéristiques générales :*

Les caractéristiques du modèle sont présentées ci-dessous :

- Les dimensions du modèle et la morphologie du versant (Figure 45) ont été estimées au plus proche de celles utilisées dans l'étude de Apuani, T., et al., (2007).
- La hauteur et la pente du versant sont fixées respectivement à 1240 m et 36°.

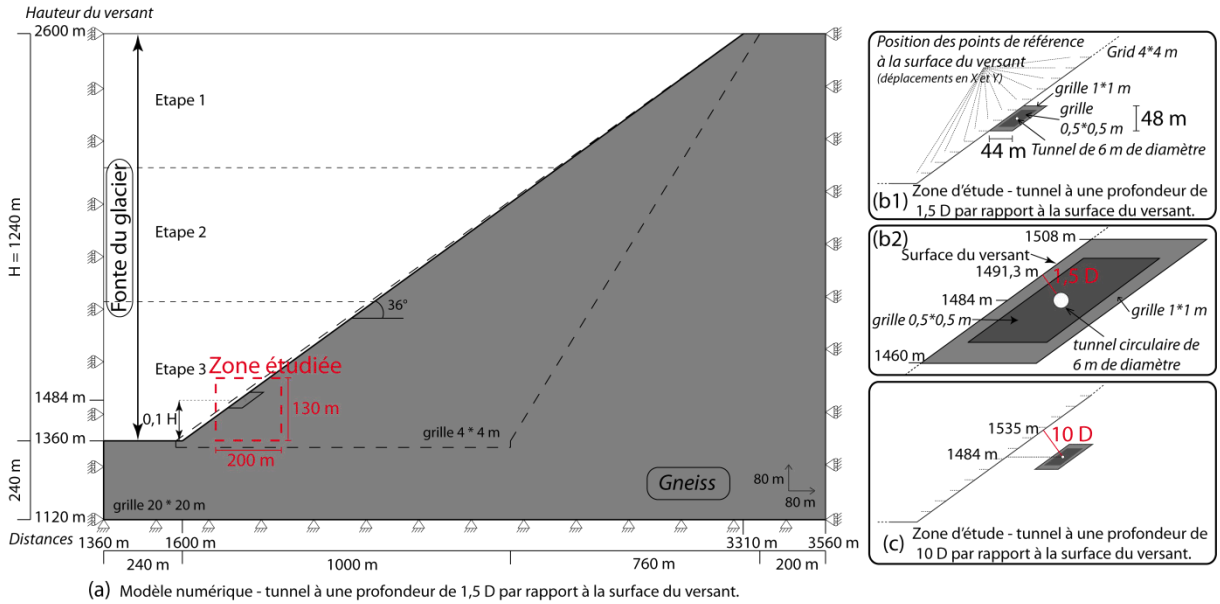



**Figure 45.** Schéma général du modèle numérique (B).

- Le maillage utilisé est légèrement plus fin que celui tiré de la bibliographie compte tenu de la zone d'étude et des dimensions de l'ouvrage ajouté en pied du versant. Ainsi, les mailles font 4x4m², 1x1m² et 0,5x0,5m² respectivement au voisinage du versant, au sein de la zone d'étude et au voisinage proche de l'ouvrage ;
- La situation du creusement d'un ouvrage circulaire en pied du versant (altitude : 0,1 H) à une distance de 1,5D (D = 6 m est le diamètre de l'ouvrage) par rapport à la surface du versant, est considérée. Cette situation est comparée à celle d'un ouvrage à une distance de 10D par rapport à la surface du versant (distance mesurée perpendiculairement à la surface du versant).
- Les déplacements au sein du versant sont représentés soit pour l'ensemble du versant, soit pour une zone au voisinage de la surface topographique et à proximité de l'ouvrage toujours situé en pied du versant (Figure 45).
- Le modèle considéré en conditions drainées est formé d'un massif homogène constitué de gneiss susceptible d'être le siège d'un phénomène de fluage de faible amplitude ;
- Le comportement du massif de gneiss est simulé par le modèle élasto-visco-plastique de Burger (CVISC) tandis que le comportement du glacier est simulé par un comportement élastique ;
- Les caractéristiques mécaniques sont données ci-dessous (Tableau 10).

| Propriétés mécaniques<br>Lois de comportement | Gneiss<br>Burger (CVISC) | Glacier<br>Elastique |
|---|---|---|
| Masse volumique – g (kg/m$^3$) | 2900 | 900 |
| Coefficient de Poisson – $\nu$ | 0,3 | 0,3 |
| Module d'Young – E (MPa) | 31621 | 8500 |
| Module de compressibilité – K (MPa) | 26351 | 7083 |
| Module de cisaillement – G (MPa) | 12200 | 3269 |
| Cohésion apparente – C (MPa) | 5,5 | |
| Angle de frottement interne – $\varphi$ (°) | 57 | |
| Angle de dilatance – $\psi$ (°) | 0 | |
| Résistance à la traction – St (MPa) | 0,66 | |
| Module de cisaillement de Kelvin – $G^k$ (MPa) | 12200 | |
| Coefficient de viscosité de Kelvin – $\eta^k$ (Pa.s) | 1E20 | |
| Coefficient de viscosité de Maxwell– $\eta^m$ (Pa.s) | 1E20 | |

**Tableau 10.** Caractéristiques mécaniques du massif – modèle numérique B.

- *Phases des simulations numériques :*

Les différentes étapes de l'étude numérique sont les suivantes :

1. l'équilibre élastique du système est recherché avec la charge maximale du glacier. La valeur du coefficient $K_0$ est choisie arbitrairement égale à 0,43 correspondant, pour un milieu élastique avec $\nu$ = 0,30, à une situation d'un demi espace infini (à déformations latérales empêchées). Les limites du modèle et les conditions initiales (gravité) sont définies ;
2. les paramètres mécaniques du massif et du glacier sont attribués et la loi de comportement élasto-visco-plastique de Burger (CVISC) est implantée dans le modèle ;
3. conventionnellement, suivant l'étude de Apuani, T., et al., (2007), le versant se décomprime sous l'effet de la fonte du glacier en 3 phases successives instantanées et sur une période totale de 1500 ans. Les résultats sont obtenus en l'absence de nappe phréatique.

L'influence du creusement d'un tunnel et de l'interaction de sa structure avec le mouvement au sein du versant est ensuite estimée pour deux positions particulières. Elles sont toutes les deux situées en pied du versant à une altitude de 0,1H (H étant la hauteur du versant). La première correspond à une distance de 1,5D par rapport à la surface du versant (distance mesurée perpendiculairement à la surface du versant) ; La seconde correspond à une distance de 10D.

4. Le creusement de l'ouvrage dans le versant est simulé par une excavation instantanée accompagnée d'une relaxation progressive des contraintes existantes en paroi. La section excavée de 6 m de diamètre est circulaire.

   Du fait de la correspondance du temps de calcul avec un temps physique pour les simulations numériques prenant en compte le comportement différé, la vitesse d'excavation a été fixée arbitrairement à 5 m/jour.

   Douze jours après le début de l'excavation, la relaxation des contraintes en paroi est totale. A ce stade, aucune structure de soutènement n'a été mise en place.

5. La structure du tunnel n'est pas mise en place immédiatement une fois le processus de relaxation achevé. Une période d'attente variant entre deux et cinq jours permet de simuler l'influence du temps avant la mise en place de la structure derrière le front d'excavation. Ce temps d'attente est anormalement important par rapport à des conditions de creusement classiques. Il est ainsi choisi, compte tenu des caractéristiques mécaniques du massif de gneiss, pour mettre en évidence l'influence du fluage.

6. Au terme de ce temps d'attente, le revêtement de l'ouvrage simulé par des éléments « poutres » est mis en place. Les caractéristiques géométriques et mécaniques de ces éléments correspondant à une structure en béton sont données ci-dessous (Tableau 11).

   L'évolution dans le temps de l'interaction de l'ouvrage avec le mouvement de versant soumis au phénomène de fluage est étudiée sur une période de 100 ans après la mise en place du revêtement.

| Rayon de l'ouvrage (m) | Epaisseur de revêtement (m) | Aire de la section ($m^2$) | Moment d'inertie I ($m^4$) | Module élastique E (MPa) | Coefficient de Poisson ν |
|---|---|---|---|---|---|
| 3,0 | 0,7 | 0,7 x 1 | $2,85\ 10^{-2}$ | $25\ 10^{3}$ | 0,2 |

**Tableau 11.** Caractéristiques géométriques et mécaniques du revêtement de l'ouvrage – Modèle numérique (B).

## III. Chargement admissible – dimensionnement des structures.

Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) ont réalisé une étude détaillée de la capacité de chargement d'une structure de tunnel au travers d'un modèle numérique. Elle est basée sur un modèle numérique réalisé sous Flac 3D d'une excavation d'un tunnel de section circulaire accompagnée d'un soutènement au moyen d'éléments « poutres ». Ces éléments de structure sont représentatifs d'une structure de soutènement équivalente aux propriétés mécaniques homogènes.

Nous allons utiliser par la suite le formalisme de cette étude et les représentations graphiques des résultats. C'est pourquoi nous détaillons dans les quelques pages suivantes les éléments constitutifs de ce formalisme.

Les équations permettant de déterminer l'état de contrainte dans la structure découlent de la théorie des poutres incurvées. Elles permettent l'analyse des efforts mesurés numériquement dans les éléments poutres autour de la section transversale afin de déterminer si la contrainte axiale est admissible. La méthode de dimensionnement tirée de cette étude permet d'établir deux types de diagrammes de capacité représentant la force axiale mesurée en fonction soit du moment fléchissant soit de la force de cisaillement. Le critère de facteur de sécurité (*FS*) face à la rupture de la structure permet d'analyser si la capacité de chargement de la structure est dépassée compte tenu des caractéristiques mécaniques et géométriques du soutènement.

L'étude de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) permettant l'établissement des équations et des diagrammes de capacité va tout d'abord être présentée.

Les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage utilisées dans le cadre de l'étude numérique sont les suivantes :

1. *Caractéristiques de l'ouvrage :*

Le modèle considère une structure de soutènement semi-circulaire, de rayon (*R*) et d'épaisseur (*t*) dans le plan de section et d'épaisseur (*b*) dans le plan transversal au modèle (Figure 46). Pour simplifier le modèle, le comportement du massif encaissant est considéré comme élastique avec des caractéristiques mécaniques homogènes et isotropes dans l'espace à savoir un module d'Young ($E_g$) et un coefficient de Poisson ($\nu_g$). De même la structure de soutènement est caractérisée par une structure élastique homogène et isotrope avec un module d'Young ($E$) et un coefficient de poisson ($\nu$).

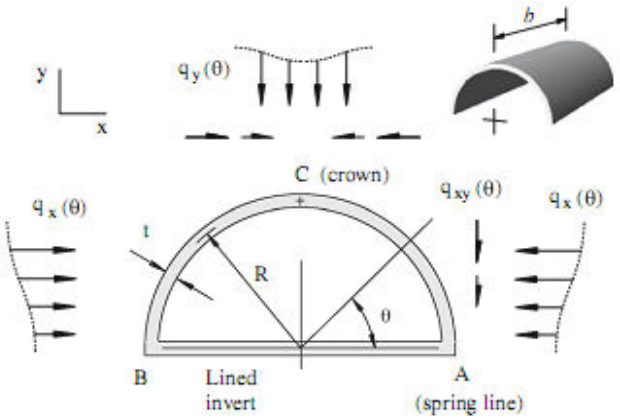



**Figure 46.** Schéma du chargement du modèle numérique sous Flac 3D en considérant une structure semi-circulaire, d'après Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009).

Le massif encaissant est soumis à un état de contrainte moyenne initial non uniforme ($\sigma_0$), caractérisé par une contrainte verticale $\sigma_y^0$ et une contrainte horizontale $\sigma_x^0$ tel que :

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_x^0 + \sigma_y^0}{2} \quad (4)$$

Le coefficient $k_g$ dont la valeur choisie pour cette étude est fixée à 1,5 permet de relier $\sigma_y^0$ à $\sigma_x^0$ tel que :

$$\sigma_x^0 = k_g \times \sigma_y^0 \quad (5)$$

L'excavation de l'ouvrage provoque un report de contraintes sur la structure de soutènement. Ces contraintes transmises sont définies autour de la section par les variables $q_x$, $q_y$ et $q_{xy}$ en fonction de l'angle $\theta$. Elles sont supposées uniformes dans la direction longitudinale.

Le chargement du terrain encaissant transmis à la structure provoque des efforts qui sont décomposés en 3 composantes : la force axiale (N), l'effort tranchant ou force de cisaillement (Q) et le moment fléchissant (M). La convention de signe pour ces différents efforts et la localisation des efforts autour de la section transversale sont illustrées à la Figure 47.

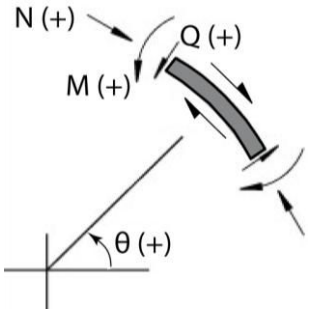



**Figure 47.** Convention de signe pour la force normale (N), la force de cisaillement (Q), le moment fléchissant (M) d'un élément poutre de la structure (modifié d'après Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., 2009).

Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure sont définies grâce au paramètre $\rho_{CF}$ qui représente le rapport de la compressibilité-flexibilité de la structure. Il est défini par la formule suivante :

$$\rho_{CF} = \frac{D \times R^2}{K} \quad (6)$$

Le paramètre ($D$) correspond au coefficient de compressibilité d'une structure de section d'aire ($A$), de module d'Young ($E$) et de coefficient de Poisson ($\nu$). En condition de déformations planes ce paramètre est défini par la formule :

$$D = \frac{E \times A}{1-\nu^2} \quad (7)$$

En condition de déformations planes le paramètre (K) correspond au coefficient de flexibilité tel que :

$$K = \frac{E \times I}{1-\nu^2} \quad (8)$$

$I$ correspond au moment d'inertie de la structure. Pour une section rectangulaire du revêtement le moment d'inertie est égal à $bt^3/12$. Cette formule du moment d'inertie a été utilisée pour l'étude des modèles numériques A et B (Tableau 9).

Les caractéristiques géométriques et mécaniques du modèle numérique utilisé pour étudier l'interaction de la structure avec le terrain encaissant sont illustrées dans la Figure 48.
Le revêtement est simulé grâce à des éléments poutres, qui sont mis en place à la frontière de la section excavée. Aucune condition d'interface ne permet de prendre en compte un glissement entre la structure et le terrain encaissant.

Le problème de l'interaction de la structure avec le terrain encaissant est considéré en tenant compte d'une mise en place du revêtement immédiatement après l'excavation du tunnel. Cette hypothèse de dimensionnement est conservative et ne tient pas compte du coefficient fictif de soutènement ($\lambda$') généralement appliqué en paroi de l'excavation et permettant de simuler le déconfinement progressif à proximité du front de l'excavation.

Ce modèle numérique permet l'analyse de la distribution des efforts autour de la section et la vérification du chargement de la structure de l'ouvrage en fonction de la résistance des matériaux constitutifs de la structure (Figure 48).

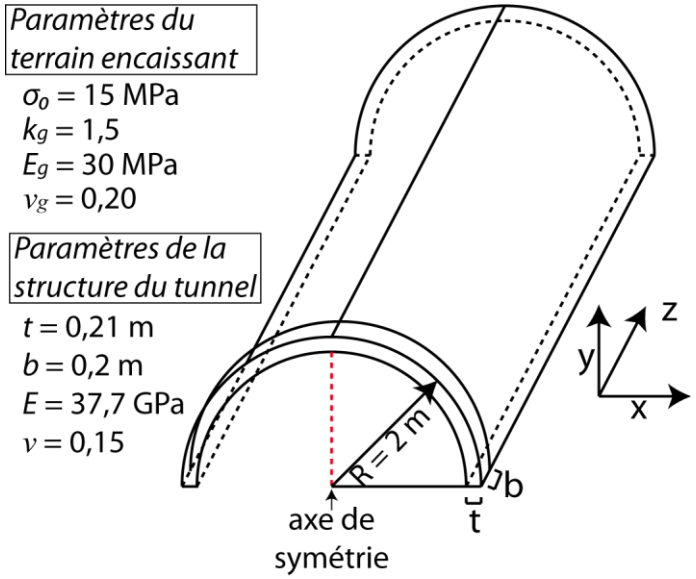



**Figure 48.** Modèle numérique de Flac 3D permettant de calculer le chargement de la structure – Etude numérique d'après Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009).

*2. Capacité de chargement de la structure :*

Le chargement admissible de la structure peut être déterminé au travers de diagrammes de capacité. Ils permettent la représentation de la force axiale (*N*) en fonction, soit des moments fléchissants (*M*), soit des forces de cisaillement (*Q*). Dans les deux diagrammes, une enveloppe de rupture est représentée par un facteur de sécurité (*FS*). Le chargement admissible est défini, soit par le couple de valeurs maximales de la force axiale et du moment fléchissant, soit par le couple de valeurs maximales de la force axiale et de la force de cisaillement que la structure est susceptible de supporter. Ces deux diagrammes de capacité permettent de représenter les efforts enregistrés dans les éléments du revêtement autour du profil et également de vérifier si ces efforts sont admissibles ou non. Autrement dit, ils caractérisent la performance de la structure de soutènement.

La construction du diagramme de capacité « force axiale – moment fléchissant », illustré à la Figure 49, nécessite la définition de la contrainte axiale minimale et maximale à partir des efforts enregistrés dans les éléments de la structure. La valeur de cette contrainte axiale et sa comparaison avec la résistance à la compression et à la traction des matériaux constituant le revêtement renseignent sur l'état de la structure par rapport au seuil de rupture.
Les contraintes axiales minimales ($\sigma_{min}$) et maximales ($\sigma_{max}$) régnant dans les éléments poutres sont définies par :

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \times \frac{t}{2} \quad (9)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \times \frac{t}{2} \quad (10)$$

La section de la poutre est définie par une aire (*A*) et un moment d'inertie (*I*). Le facteur (*t/2*) correspond à la moitié de l'épaisseur de la section.
Les matériaux constitutifs de la structure de l'ouvrage sont caractérisés par des résistances à la compression ($\sigma_c$) et à la traction ($\sigma_t$). Un coefficient de sécurité FS est défini conventionnellement par les formules :

$$FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_{max}} \quad (11)$$

$$FS = \frac{\sigma_t}{\sigma_{min}} \quad (12)$$

La combinaison des équations (9), (10), (11) et (12) permet de définir les valeurs de la force axiale (*N*) et du moment fléchissant (*M*) associées à une valeur donnée du facteur (*FS*) dans le contexte d'une rupture en compression ou en traction.

La valeur limite de la force axiale ($N$) relative à la rupture en compression est définie par :

$$N = -\frac{|M| \times A \times t}{2 \times I} + \frac{\sigma_c \times A}{FS} \quad (13)$$

La valeur limite de la force axiale ($N$) associée à la rupture en traction est définie par :

$$N = \frac{|M| \times A \times t}{2 \times I} + \frac{\sigma_t \times A}{FS} \quad (14)$$

La valeur critique du moment fléchissant ($M_{cr}$) associée à une rupture en compression ou en traction est définie par :

$$M_{cr} = \frac{I}{t} \times \frac{\sigma_c - \sigma_t}{FS} \quad (15)$$

$$M_{cr} = -\frac{I}{t} \times \frac{\sigma_c - \sigma_t}{FS} \quad (16)$$

Les équations (13) et (14) permettent la construction du diagramme de capacité de la « force axiale – moment fléchissant » incluant les différents seuils du facteur de sécurité (*FS*) (Figure 49).

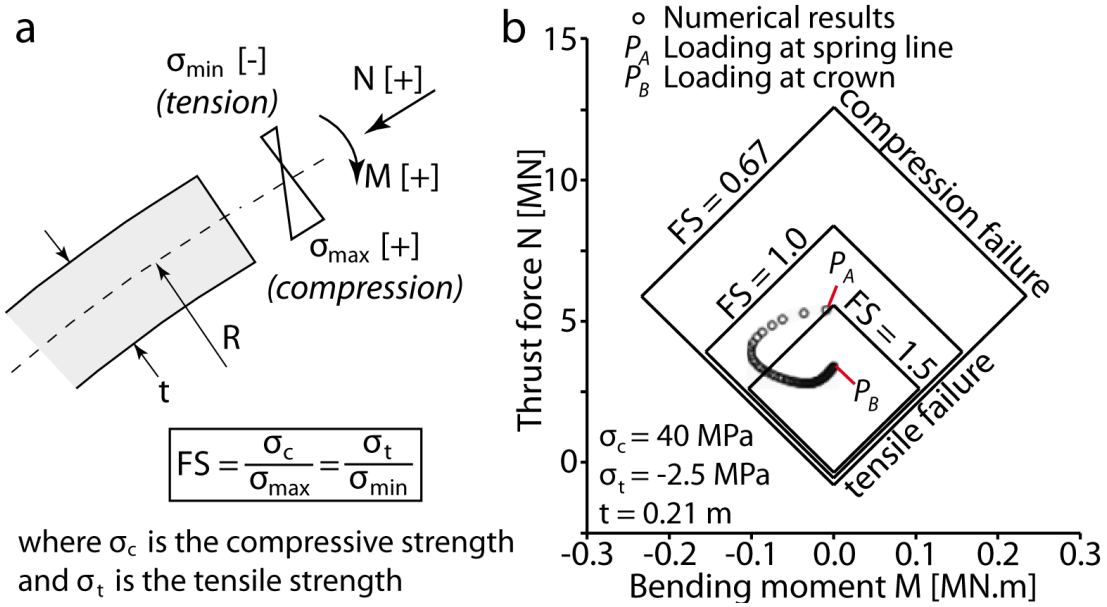



**Figure 49.** Définition du facteur de sécurité (FS) comme étant le rapport de la résistance à la compression ou à la traction par rapport à, respectivement la contrainte axiale maximale et la contrainte axiale minimale (a) ; Représentation graphique du diagramme de capacité de la « force axiale – moment fléchissant » (b). (Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., 2009).

Les points $P_A$ et $P_B$ correspondent à l'état de chargement (force axiale et moment fléchissant) enregistrés dans le modèle numérique respectivement au niveau de la naissance de la demi-section circulaire et en clé de voûte de cette section (Figure 49 – b).

Dans l'ingénierie des tunnels, un facteur de sécurité supérieur à *FS* = 1,5 est généralement nécessaire afin d'affirmer que la structure est capable de supporter les efforts du terrain encaissant. Dans le cas contraire, il convient d'augmenter l'épaisseur de la section de l'ouvrage ou d'augmenter la rigidité de la structure (Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., 2009).

Le diagramme de capacité de la « force axiale – force de cisaillement » est illustré à la Figure 50. Sa construction nécessite la définition de la contrainte normale maximale ($\sigma_{max}$) et de la contrainte de cisaillement maximale ($\tau_{max}$) au niveau de l'axe de symétrie longitudinal de la poutre. Différentes formules permettent de relier les efforts enregistrés dans les éléments de la structure aux contraintes normale et de cisaillement.

La contrainte de cisaillement maximale ($\tau_{max}$) est définie par :

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \times \frac{Q}{A} \tag{17}$$

La force axiale (*N*) induit dans les éléments poutres une contrainte normale d'intensité :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \tag{18}$$

L'état des contraintes principales au niveau du point C (Figure 50) sur l'axe de symétrie de l'élément poutre est défini en fonction de la contrainte de cisaillement maximale ($\tau_{max}$), de la contrainte normale ($\sigma_{max}$), et des contraintes principales majeures et mineures ($\sigma_1$) et ($\sigma_3$) tel que :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{max}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{max}}{2}\right)^2 + \tau_{max}^2} \tag{19}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_{max}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{max}}{2}\right)^2 + \tau_{max}^2} \tag{20}$$

Tout comme l'étude précédente, les matériaux constitutifs de la structure de l'ouvrage sont caractérisés par des résistances à la compression ($\sigma_c$) et à la traction ($\sigma_t$). Un coefficient de sécurité est défini conventionnellement par les formules :

$$FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_1} \quad (21)$$

$$FS = \frac{\sigma_t}{\sigma_3} \quad (22)$$

La combinaison des équations (17), (21) et (22) permet de définir les valeurs de la force axiale (*N*) et de la force de cisaillement (*Q*) associées à une valeur donnée du facteur (*FS)* dans le contexte d'une rupture en cisaillement.

La valeur limite de la force axiale (*N*) relative à la rupture en compression est définie par :

$$N = \frac{\sigma_c \times A}{FS} - \frac{9}{4}\frac{Q^2 \times FS}{\sigma_c \times A} \quad (23)$$

La valeur limite de la force axiale (*N*) associée à la rupture en traction est définie par :

$$N = \frac{\sigma_t \times A}{FS} - \frac{9}{4}\frac{Q^2 \times FS}{\sigma_t \times A} \quad (24)$$

La force de cisaillement ($Q_{cr}$) relative à une rupture en compression ou en traction est définie par :

$$Q_{cr} = + \frac{A}{FS}\sqrt{-\frac{4}{9} \times \sigma_c \times \sigma_t} \quad (25)$$

$$Q_{cr} = - \frac{A}{FS}\sqrt{-\frac{4}{9} \times \sigma_c \times \sigma_t} \quad (26)$$

Les équations (23) et (24) permettent la construction du diagramme de capacité de la « force axiale – force de cisaillement » incluant les différents seuils du facteur de sécurité (*FS*) (Figure 50).

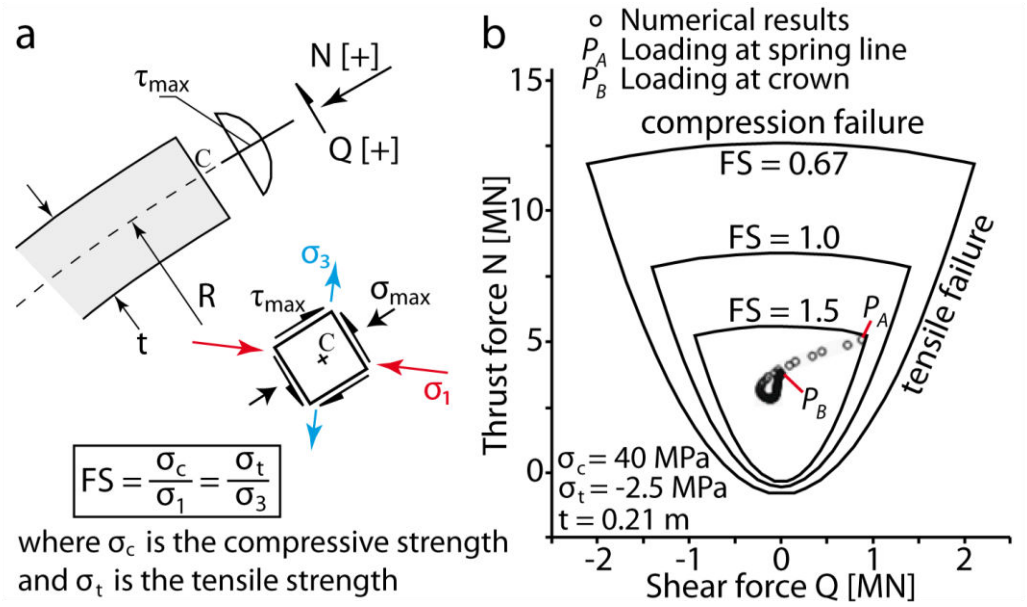



**Figure 50.** Définition du facteur de sécurité (FS) comme étant le rapport de la résistance à la compression ou à la traction par rapport à, respectivement la contrainte principale majeure ($\sigma_1$) et la contrainte principale mineure ($\sigma_3$) (a) ; Représentation graphique du diagramme de capacité de la « force axiale – force de cisaillement » (b) (Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., 2009).

*3. <u>Application de cette méthode aux études réalisées avec le modèle numérique A :</u>*

Cette méthodologie d'étude des efforts enregistrés dans les éléments du revêtement de la structure est appliquée dans ce travail. Elle permet une analyse simple et efficace de l'évolution des efforts dans la structure pour les différentes études réalisées avec le modèle numérique A.

De manière arbitraire, les valeurs de résistance à la compression ainsi qu'à la traction des structures pour le modèle numérique A ont été fixées à des fins de représentation graphique respectivement à $\sigma_c$=20MPa et $\sigma_t$=-2MPa.

Par rapport à l'étude de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009), les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure sont différentes et la mise en place de la structure n'est pas instantanée après l'excavation instantanée de l'ouvrage. Pour le modèle numérique A, un taux de déconfinement $\lambda$ variant en fonction des études est autorisé entre la fin de l'excavation et le moment de la pose de la structure.

*4. Application de cette méthode aux études réalisées avec le modèle numérique B :*

Cette méthodologie d'étude des efforts enregistrés dans les éléments du revêtement de la structure n'est pas appliquée dans ce travail pour le modèle B. Du fait de la forte variation des efforts entre la situation de l'ouvrage à une distance de 1,5D de la surface du versant et celle à 10D, les évolutions des efforts autour de la structure n'ont pas été représentés.

### *3.1.2. Objectifs des différentes études paramétriques.*

#### I. Objectifs des études paramétriques relatives aux méthodes de creusement et de construction des tunnels.

##### *A. Influence de la situation relative d'un ouvrage au sein du versant.*

Les études paramétriques menées afin de mieux comprendre l'interaction d'un ouvrage au sein d'un versant proche de l'état instable ne se sont pas cantonnées aux prescriptions techniques de l'AFTES, à savoir qu'il faut une couverture minimale comprise entre une à deux fois la hauteur de l'ouvrage afin de former une voûte de décharge autour de l'ouvrage (AFTES GT7, 1974). En effet dans le cas de ces situations d'ouvrages à faible couverture, le massif est généralement fissuré en surface. Le déconfinement de l'encaissant de l'ouvrage doit être inférieur à un seuil permettant la stabilité des blocs. Le franchissement de ce seuil de convergence du massif peut conduire à une dislocation du massif (Fine, J., 1998).

***1) Objectifs et contexte scientifique.***

Cette phase d'étude a pour objectif de confronter les résultats obtenus avec ceux des études numériques présentées au Chapitre 1. La grande différence de cette étude par rapport aux études de Koizumi, Y. et al., (2010) et de Ashtiani, M. et al., (2010), tient au fait qu'elle considère un massif homogène, ne présentant aucune discontinuité favorisant ainsi la localisation d'une surface de rupture dans le massif. En d'autres termes, l'influence stricte de la situation du tunnel dans le versant en altitude et profondeur est mise en évidence.

L'étude de l'influence de la situation de l'ouvrage au sein du versant a été réalisée tout d'abord pour différentes profondeurs avec une altitude de l'ouvrage en base du versant (position d). La position en base de versant de l'ouvrage a été choisie car d'après les résultats préliminaires et les conclusions de l'étude de Koizumi, Y. et al., (2010), cette situation tend à accélérer la déstabilisation du versant de manière plus conséquente.

Le but de cette étude est de mettre en évidence l'influence de la situation de l'ouvrage dans le versant sur la déstabilisation du versant, sur les efforts transmis à la structure de l'ouvrage et sur les déplacements de celle-ci.

***2) Application au modèle numérique A.***

Les dimensions du modèle, sa géométrie, le maillage, les conditions aux limites, le modèle de comportement et les caractéristiques mécaniques du massif et du revêtement ont été présentés précédemment. La zone « raffinée » au voisinage de l'ouvrage est construite avec un maillage deux fois plus dense (mailles de 1x1m²) que le reste du modèle (mailles de 2x2m²). Pour l'application concernée, la zone raffinée contenant l'ouvrage change de position dans le massif au gré du changement de situation du tunnel étudié.

La situation de l'ouvrage dans le versant est considérée en altitude selon une classification en 4 zones : (a) tête du versant, (b) partie centrale du versant, (c) pied du versant et (d) base du versant. La distance de l'ouvrage à la surface du versant, pour une altitude donnée, est exprimée en fonction de la dimension du tunnel (D = 10 m est le diamètre du tunnel circulaire). Différentes distances ont été étudiées : 0,5D, 1D, 1,5D, 2D, 3D et 5,0 D. La Figure 51 illustre l'étude des différentes situations de l'ouvrage.

Pour les différentes situations des ouvrages dans le massif, le creusement du tunnel est simulé par une relaxation progressive des contraintes en paroi avant la mise en place de la structure de l'ouvrage. Tout comme pour l'étude de Koizumi, Y. et al., (2010), le déconfinement (λ) est limité à 70 % de la relaxation totale avant la mise en place de la structure. L'influence d'un déconfinement plus ou moins important sera mise en évidence ultérieurement dans une étude portant sur l'influence du déconfinement.

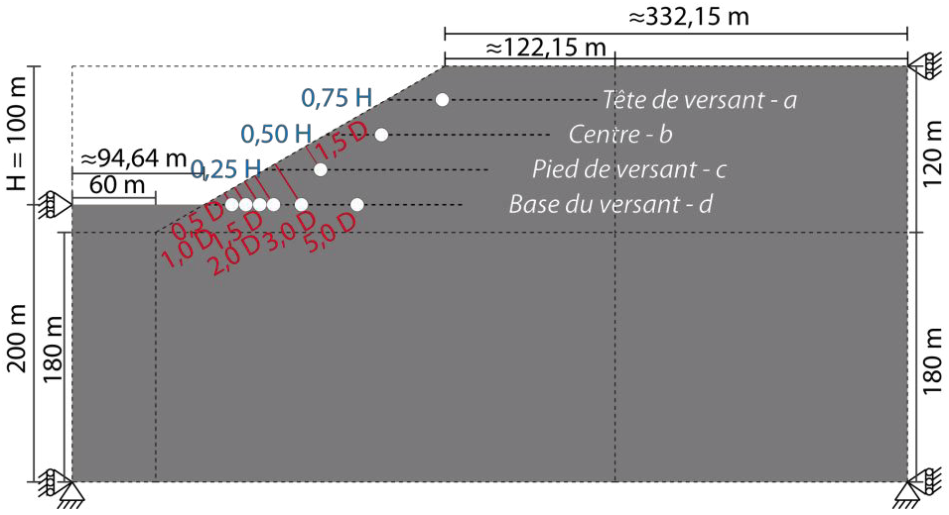



**Figure 51.** Modèle numérique (A) - Influence de la situation de l'ouvrage dans le versant – Cas de tunnels de 10 m de diamètre - Déconfinement autorisé avant la mise en place de la structure (λ=70%).

### B. *Prise en compte du déconfinement au moment de la pose de la structure.*

#### *1) Objectifs et contexte scientifique.*

Dans cette phase d'étude, l'impact du creusement du tunnel et du déconfinement associé est étudié pour une situation de tunnel jugée critique vis-à-vis de la stabilité du versant (Koizumi Y., et al., 2010), c'est à dire en base de versant, à proximité de la surface du versant (distance à la surface du versant = 1,5 fois le diamètre du tunnel).

De même que pour l'étude précédente, la forme circulaire du tunnel a été choisie afin d'être dans le cas d'une transmission régulière des efforts au terrain. Dans le cas d'ouvrages soumis à des terrains gonflants ou à de très forts états de contrainte, il est préconisé de rapprocher le plus possible la géométrie du tunnel d'une section circulaire (AFTES GT7, 1974).

L'étude de l'influence du creusement et du déconfinement du massif encaissant se base sur le principe de la théorie convergence-confinement illustrée par (Panet, M., 1995) et (Sulem, J., et al., 1987). Ce principe établit qu'une attente prolongée avant la mise en place d'une structure de soutènement aura pour effet d'autoriser une plus grande convergence des parois de l'excavation ce qui induira un chargement plus faible de la structure de l'ouvrage au moment de sa mise en place (Figure 52), avec l'inconvénient de la formation d'une zone d'endommagement a priori importante à l'extrados de l'ouvrage. A l'inverse, la mise en place trop rapide d'une structure de soutènement induirait un chargement très important sur la structure de l'ouvrage avec le risque de rupture.

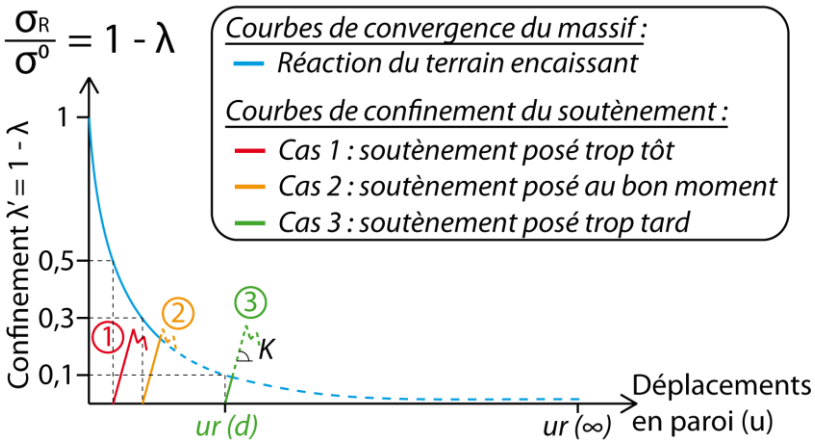



**Figure 52.** Principe de la théorie convergence confinement – Influence de l'attente avant la mise en place de la structure (d'après Sulem, J., et al., 1987).

Cette méthode permet d'estimer le déplacement radial (u) et la pression interne dans la structure (Ps) en fonction de déconfinement (λ). Elle a été établie avec les hypothèses d'un tunnel circulaire, de rayon R, dans un massif élastique ou élasto-plastique, homogène et isotrope avec un état de contrainte initiale isotrope $\sigma^0$. L'application de ce principe dans un contexte de tunnel en situation de versant, impliquant un état de contrainte anisotrope autour de l'ouvrage, entraîne des variations de la convergence et de la pression interne dans la structure. Néanmoins, le principe de base de cette théorie à savoir qu'une attente prolongée induira un déconfinement du massif plus important, et des convergences plus fortes, reste correct.

Le but de cette étude est de mieux appréhender l'influence du déconfinement du tunnel sur l'ouvrage et sur le développement d'une instabilité au sein du versant.

### *2) Application au modèle numérique A.*

Les dimensions du modèle, le maillage, les conditions aux limites, le modèle de comportement et les caractéristiques mécaniques du massif et du revêtement ont été présentés précédemment. L'ouvrage excavé présente un diamètre de 10 m.
De même que pour l'étude précédente, la zone « raffinée » au voisinage de l'ouvrage est construite avec un maillage deux fois plus dense (mailles de 1x1m²) que le reste du modèle.

Cette étude a été réalisée pour la situation d'un ouvrage en base de versant (d), à une distance de 1,5D de la surface du versant, considérée comme la plus critique au niveau des efforts dans la structure et de la stabilité du versant (Figure 53).

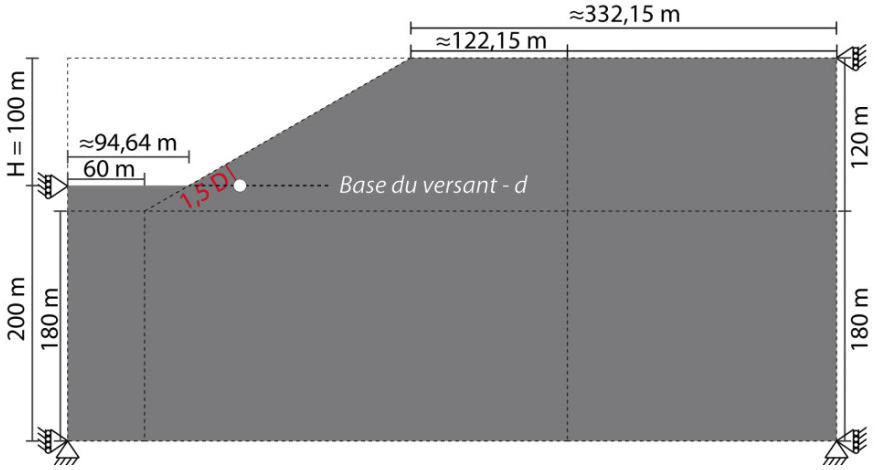



**Figure 53.** Modèle numérique (A) - Influence de l'attente avant la mise en place de la structure – Cas d'un tunnel de 10 m de diamètre situé en base du versant à 1,5D de la surface du versant.

Le creusement du tunnel et le déconfinement du massif encaissant au niveau des parois de l'excavation sont simulés de manière numérique en plusieurs étapes :

- Les valeurs des contraintes ($\sigma_{xx}$ et $\sigma_{yy}$) au niveau des différents nœuds en paroi de la section excavée sont enregistrées.
- L'excavation de la section du tunnel est instantanée.
- Les valeurs des contraintes enregistrées en paroi sont ensuite multipliées par un facteur $\lambda$' correspondant au confinement choisi ($\lambda'=1-\lambda$).
- Les valeurs obtenues sont changées de signe et appliquées en tant que pression de soutènement aux différents nœuds de la frontière de la section excavée.

### *C. Impact de la forme de l'ouvrage et de sa dimension.*

#### *1) Objectifs et contexte scientifique.*

Dans cette phase d'étude, l'influence de la forme de l'ouvrage (circulaire ou en « fer à cheval ») et de la dimension du tunnel a été étudiée pour une situation de tunnel peu favorable pour la stabilité du versant (Koizumi Y., et al., 2010), c'est à dire en base du versant (situation d).

Gonzalez-Nicieza, C., (2008) s'est intéressé à ce sujet en soulignant les points suivants en rapport avec la conception de l'ouvrage :

- l'insuffisance des connaissances du comportement du terrain encaissant perturbé par les conditions particulières d'excavation de l'ouvrage ;
- un état de contrainte initial régnant au sein du massif mal appréhendé et sujet à de fortes incertitudes ;
- la prise en compte du problème tridimensionnel de l'évolution des contraintes au voisinage du front d'excavation de l'ouvrage ;
- la nécessité d'analyser l'interaction de la structure de l'ouvrage avec son encaissant au voisinage du front de taille ;
- la prise en compte du comportement différé du terrain encaissant et de son interaction avec la structure.

#### *2) Application au modèle numérique A.*

Les dimensions du modèle, le maillage, les conditions aux limites, le modèle de comportement et les caractéristiques mécaniques du massif et du revêtement ont été présentés précédemment.

Différentes tailles d'ouvrage sont considérées : un tunnel de 10 m de diamètre à une distance de 1,5D de la surface du versant, un ouvrage plus petit de 6 m de diamètre à 3,0D de la surface du versant et un tunnel de 10 m de diamètre à 3,0D de la surface du versant.
Ces différents cas de figure permettront d'identifier l'influence de la taille et de la situation relative sur l'interaction ouvrage/versant instable.

L'effet de la forme de l'ouvrage est estimé pour deux ouvrages différents situés à une distance de 3,0D par rapport à la surface du versant, en base du versant. Le premier ouvrage est circulaire avec un diamètre de 6 m. Il est comparé avec un ouvrage en forme de « fer à cheval » de 5 m d'ouverture au niveau de la naissance de la voûte.

Contrairement aux études précédentes, la zone « raffinée » au voisinage des différents types d'ouvrages est construite avec un maillage trois fois plus dense (mailles de 0,66x0,66 m²) que le reste du modèle (mailles de 2x2m²). Cette densité plus forte du maillage est nécessaire afin de correctement suivre l'interaction des ouvrages avec l'instabilité du versant notamment pour les ouvrages de plus faibles dimensions. Elle permet également de quantifier l'influence de la taille du maillage au voisinage de l'ouvrage sur les efforts et déformations enregistrés dans les éléments du revêtement.

La Figure 54 illustre le modèle numérique (A) utilisé pour la prise en compte de l'influence de la taille et de la forme de l'ouvrage sur l'interaction de sa structure avec une instabilité de versant.

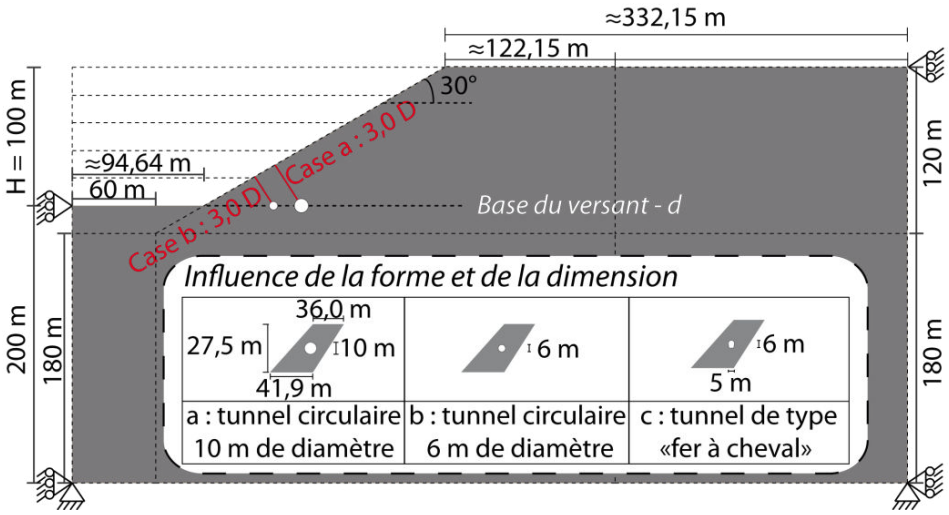



**Figure 54.** Modèle numérique (A) - Influence de la forme et de la dimension de l'ouvrage – Cas d'un tunnel situé en base du versant à 3,0D de la surface du versant.

La prise en compte d'une dimension de l'ouvrage différente conduit à une modification de la section excavée. Pour les ouvrages grands à une distance de 1,5D et 3,0D (D = 10 m) de la surface du versant, la section est de 78,54 m². Pour l'ouvrage de plus faible dimension à une distance de 3,0D de la surface du versant (D = 6 m), la section est de 28,27 m².

Pour l'étude de l'influence de la forme, la différence de taille a été minimisée au mieux. La section excavée pour la section en « fer à cheval » est de 27,00 m².

## D. *Influence de la prise en compte d'une EDZ autour de l'ouvrage.*

### *1) Objectifs et contexte scientifique.*

Dans cette phase d'étude, l'influence de la prise en compte d'une auréole de terrain endommagé (EDZ : Excavation Damaged Zone) a été étudiée pour une situation de tunnel peu favorable vis-à-vis de la stabilité du versant : en base de versant, à une distance de 3,0D de la surface du versant. C'est pourquoi, cette situation du tunnel dans le versant a été choisie afin d'étudier l'impact de l'EDZ autour de l'ouvrage sur l'interaction tunnel / instabilité du versant.

L'excavation d'un tunnel provoque une perturbation de l'état de contrainte régnant initialement au sein du massif. Le type de massif encaissant et ses caractéristiques mécaniques associées, la méthode d'excavation ainsi que l'état de contrainte initial influencent l'étendue de l'auréole de terrain endommagé (EDZ) autour de l'ouvrage. Cette frange de terrain est généralement affectée par une redistribution des contraintes croissante au fur et à mesure que l'on se rapproche de l'ouvrage. Elle est accompagnée de l'ouverture ou de la fermeture de fissures préexistantes, ou de la création de nouvelles fissures.
Cet endommagement mécanique est associé à l'augmentation de venues d'eau au voisinage du tunnel.

Notre étude s'intéresse particulièrement aux conséquences de l'endommagement mécanique de l'encaissant proche de l'ouvrage sur l'interaction de la structure avec l'instabilité du versant.

### *2) Application au modèle numérique A.*

Les dimensions du modèle, les conditions aux limites, le modèle de comportement et les caractéristiques mécaniques du massif et du revêtement ont été présentés précédemment. Comme pour la phase d'étude précédente, la zone « raffinée » au voisinage du tunnel circulaire de 6 mètres de diamètre est construite avec un maillage trois fois plus dense (mailles de 0,66x0,66 m²) que le reste du modèle (mailles de 2x2m²). Enfin sur une épaisseur de 1 m autour du tunnel le maillage est encore raffiné jusqu'à une taille de 0,33x0,33m².

Ces tailles de mailles au voisinage de l'ouvrage ont été choisies compte tenu de la faible dimension de l'ouvrage ainsi que de la prise en compte ou non d'une auréole de terrains endommagés (EDZ) autour de l'ouvrage.

Le tunnel circulaire de petite dimension (D = 6 m) est situé en base du versant à une distance de 1,5D de la surface du versant (Figure 55). Les dimensions de l'auréole ont été prises arbitrairement égales à 20% du diamètre de la section excavée.

Cette frange de terrain endommagé autour du tunnel est caractérisée par un comportement élasto-plastique dont les caractéristiques sont présentées ci-dessous (Tableau 12). La résistance résiduelle a été fixée pour 2% de déformation.

| | Poids volumique $\gamma$ (kN/m$^3$) | Cohésion C (kPa) | Angle de frottement interne $\varphi$ (°) | Coefficient de Poisson $\nu$ | Module d'Young E (MPa) | Module de cisaillement G (MPa) | Module de compressibilité K (MPa) | Résistance à la traction t (kPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Massif initial | 19,62 | 20 | 30 | 0,3 | 50 | 19,23 | 41,67 | 20 |
| EDZ | 19,62 | 10 | 28 | 0,3 | 50 | 19,23 | 41,67 | 10 |

**Tableau 12.** Caractéristiques mécaniques du massif et de la zone endommagée (EDZ) – Modèle numérique (A).

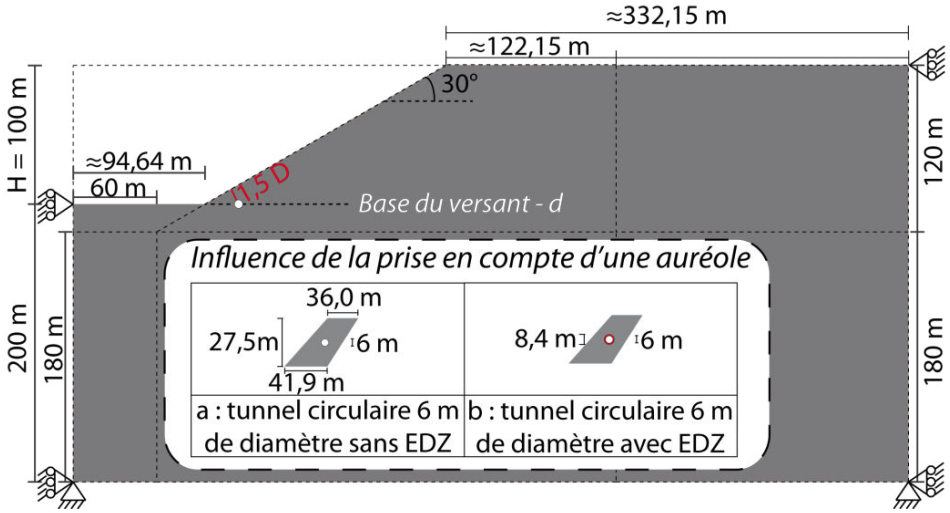



**Figure 55.** Modèle numérique (A) - Influence de la prise en compte d'une auréole d'endommagement – Cas d'un tunnel de 6 m de diamètre situé en base du versant à une distance de 1,5D de la surface du versant.

# II. Objectifs des études paramétriques relatives aux conditions géomécaniques.

## A. *Influence d'une variation de l'état de contrainte initial.*

### *1) Objectifs et contexte scientifique.*

Dans cette phase d'étude, les contraintes d'origine tectonique sont prises en compte. La détermination des contraintes régnant au sein d'un massif est difficile. En effet tout creusement (d'ouvrage ou d'investigation géotechnique) perturbe l'état de contrainte initial.

Le champ des contraintes naturelles, dans un demi-espace infini à surface libre horizontale, est défini par :

- Une contrainte verticale ($\sigma_V$) s'exerçant sur une facette horizontale. Cette contrainte, à une profondeur donnée, dépend de la hauteur des terrains sus-jacents (H) telle que :

$$\sigma_V = \rho \times g \times h \qquad (27)$$

- Deux directions de contraintes horizontales s'exerçant sur des facettes verticales orthogonales l'une à l'autre. Il est généralement admis, en l'absence de mesure, que :

$$\sigma_{h1} = \sigma_{h2} = \sigma_H \quad (28)$$

On admet généralement un rapport de proportionnalité $K_0$ entre $\sigma_H$ et $\sigma_V$ :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V \quad (29)$$

Le facteur $K_0$ peut être nettement supérieur à 1 en contexte de contraintes d'origine tectonique.

Différentes méthodes permettent de réaliser des mesures de contraintes dans un massif :

- La méthode du vérin plat ou de rétablissement des contraintes existantes.
- La méthode de libération des contraintes ;
- La méthode de stimulation hydraulique.

L'évolution morphologique naturelle conduisant à la formation d'un versant est lente et permet un ajustement progressif des contraintes. Les caractéristiques du champ de contraintes (orientations et intensités des contraintes principales) varient fortement de l'intérieur du massif vers la surface du versant. De ce fait, suivant la position exacte d'un tunnel « à l'intérieur du versant », le creusement de ce tunnel rencontre des états initiaux de contraintes très variables.

### *2) Application au modèle numérique A.*

Les dimensions du modèle, les conditions aux limites et les caractéristiques mécaniques du massif et du revêtement ont été présentés précédemment. Cette étude considère un ouvrage de 10 mètres de diamètre situé en base du versant à une distance de 1,5D de la surface du versant.

Comme pour les études préliminaires faisant intervenir un ouvrage de 10 mètres de diamètres, la zone « raffinée » au voisinage de l'ouvrage est construite avec un maillage deux fois plus dense (mailles de 1x1m²) que le reste du modèle (mailles de 2x2m²).

L'influence de la valeur du coefficient $K_0$ est estimée à partir de la fin de l'excavation du versant. La mise en place des contraintes au sein du modèle avant la création de la pente constitue l'étape de différentiation des 3 cas étudiés. Plusieurs valeurs du coefficient $K_0$ ont été choisies : 0,43, 1,0 et 1,5.

La Figure 56, illustre le modèle numérique utilisé pour l'étude de l'influence de la valeur du coefficient $K_0$.

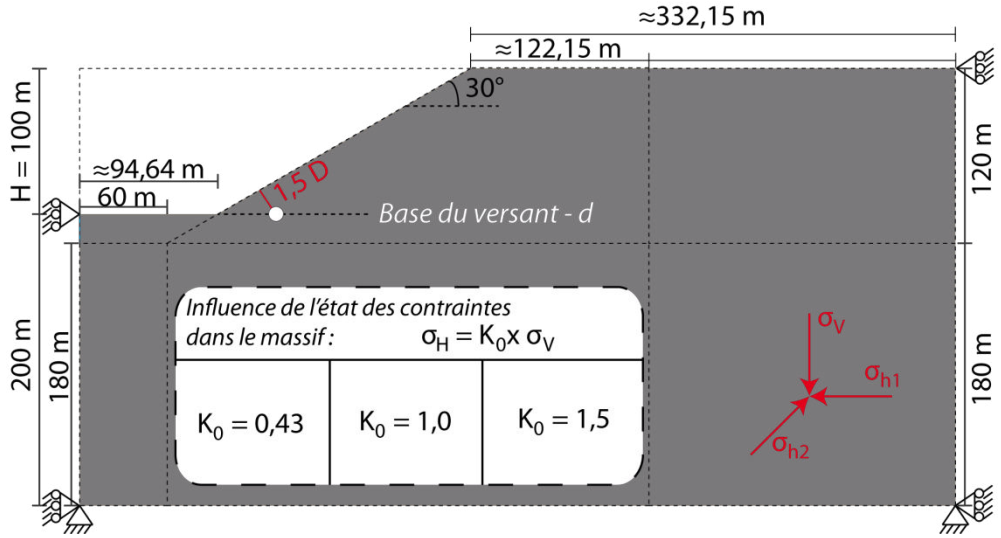



**Figure 56.** Modèle numérique (A) - Influence de la valeur du coefficient $K_0$ – Cas d'un tunnel de 10 m de diamètre situé en base du versant à une distance de 1,5D de la surface du versant.

### B. *Prise en compte du fluage sur l'évolution de l'interaction tunnel / instabilité de versant.*

#### *1) Objectifs et contexte scientifique.*

Le fluage est un phénomène caractérisé par des déformations lentes au sein du massif se réalisant au cours du temps sous chargement mécanique constant. L'étude de Shrestha, G.L., & Broch, A., (2008) a montré que le phénomène de roches poussantes et de fluage n'est pas spécifique d'une nature lithologique particulière. De plus le phénomène de fluage est susceptible de subir des phases d'accélération et de ralentissement des déformations au gré des variations de paramètres hydrologiques, hydrogéologiques, morphologiques, tectoniques, géologiques et climatiques du versant. Dans ce cas il ne s'agit plus rigoureusement de phénomènes de fluage.

En contexte montagneux, il faut considérer la possibilité de phénomènes de fluage au sein de la plupart des versants naturels. Au niveau des variations climatiques, les cycles glaciaires et interglaciaires durant le Quaternaire ont eu un impact majeur sur la stabilité des versants montagneux. Lors de la fonte partielle ou totale des glaciers de vallée, la décompression glaciaire a généré un certain déséquilibre induisant des réajustements progressifs des contraintes au cours du temps. L'évolution morphologique a impliqué généralement la formation de fractures au sein du massif rocheux et une augmentation lente des déplacements au sein du massif dirigés vers la surface libre nouvellement apparue.

L'objectif de cette étude est de mieux comprendre l'évolution morphologique d'un versant subissant les conséquences actuelles d'une décompression post-glaciaire associée au phénomène de fluage. Dans ce contexte, le creusement et l'évolution d'un ouvrage circulaire en pied du versant sont étudiés. Plus précisément le temps d'attente avant la pose du revêtement de l'ouvrage et la profondeur de l'ouvrage au sein du massif sont étudiés en même temps que le phénomène de fluage et de décompression post-glaciaire. Dans ce contexte l'ouvrage n'est pas creusé dans un versant instable ou s'approchant de l'instabilité. Le massif est néanmoins sujet à un mouvement de décompression vers la surface libre, mouvement très différent de celui qui peut être observé dans un massif de sol meuble sujet à une instabilité.

#### *2) Application au modèle numérique B.*

Les dimensions du modèle, les conditions aux limites, le modèle de comportement et les caractéristiques mécaniques du massif et du revêtement sont analogues à ceux du modèle numérique B présenté précédemment.

Cette étude considère deux situations distinctes de l'ouvrage au sein du versant (Figure 45). Un ouvrage situé en pied du versant (position c, Figure 51) (0,1 H) à une distance de 1,5D (D = 6m) de la surface du versant est comparé avec un ouvrage plus à l'intérieur du versant : à une distance de 10D de la surface du versant. L'influence de la phase d'attente avant la mise en place de la structure (entre deux et cinq jours) sur le processus d'interaction de l'ouvrage avec le mouvement de versant a été analysée pour ces 2 situations de l'ouvrage.

La décompression autour de l'ouvrage associée à l'attente avant la pose de la structure est étudiée par référence au phénomène de fluage. Ce mécanisme constitue avec la décompression le moteur des mouvements au sein du versant mais également un facteur d'influence de la mise en charge progressive de la structure de l'ouvrage et de l'apparition de pathologies.

Ayant présenté le but des différentes études et les caractéristiques des modèles numériques utilisés, les principaux résultats sont exposés maintenant.

## 3.2. Analyse des résultats - Influences relatives des méthodes de creusement et de construction des tunnels.

Les principaux résultats sont tout d'abord interprétés en terme d'influence du creusement du tunnel sur la déstabilisation du versant et ensuite au niveau de l'impact sur le revêtement du tunnel.

### *3.2.1. Influence du creusement de l'ouvrage sur les déplacements du versant en fonction de la situation de l'ouvrage au sein du versant.*

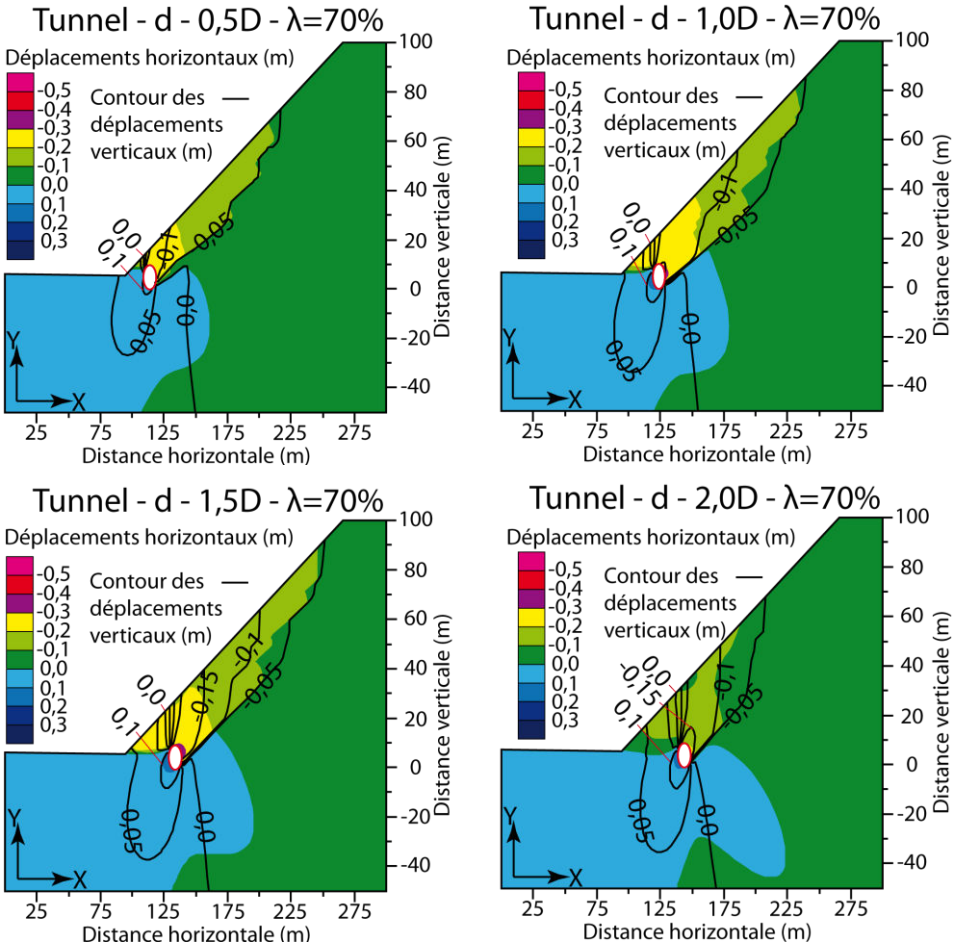
Les résultats de l'étude portant sur l'influence de la position de l'ouvrage en base de versant (cas d) pour différentes distances à la surface du versant sont présentés. Par ailleurs l'influence de l'altitude de l'ouvrage dans le versant pour une distance à la surface du versant de 1,5D (D=10m) est analysée.

#### I. Influence de la position de l'ouvrage sur la stabilité du versant.

##### *A. Déplacements au sein du versant.*

**1) *Déplacements horizontaux et verticaux :***

Les déplacements horizontaux au sein du versant varient en fonction de la situation de l'ouvrage dans le versant. La Figure 57 ci-dessous illustre l'évolution des déplacements horizontaux et verticaux au sein du versant dans le contexte d'un ouvrage situé au niveau de la base du versant, à différentes distances de la surface du versant.



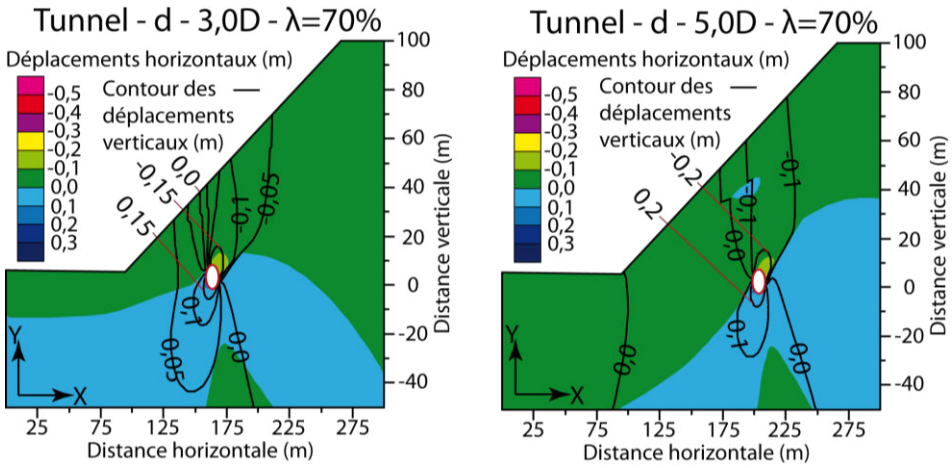



**Figure 57.** Déplacements horizontaux (code couleur) et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant – Déconfinement de l'ouvrage (λ=70%) – Ouvrage situé au niveau de la base du versant (situation d) – Influence de la distance de l'ouvrage à la surface du versant (0,5D ; 1,0D ; 1,5D ; 2,0D ; 3,0D ; 5,0D) – Distorsion des images v/h=2.

Pour cette altitude en base du versant, l'éloignement de l'ouvrage jusqu'à une distance de 1,5D par rapport à la surface du versant accentue les déplacements verticaux et horizontaux. Au delà d'une distance de 1,5D, les déplacements horizontaux diminuent.

La Figure 58 ci-dessous illustre l'évolution des déplacements horizontaux et verticaux au sein du versant dans un contexte d'un ouvrage situé à une distance de 1,5D de la surface du versant pour différentes altitudes au sein du versant.

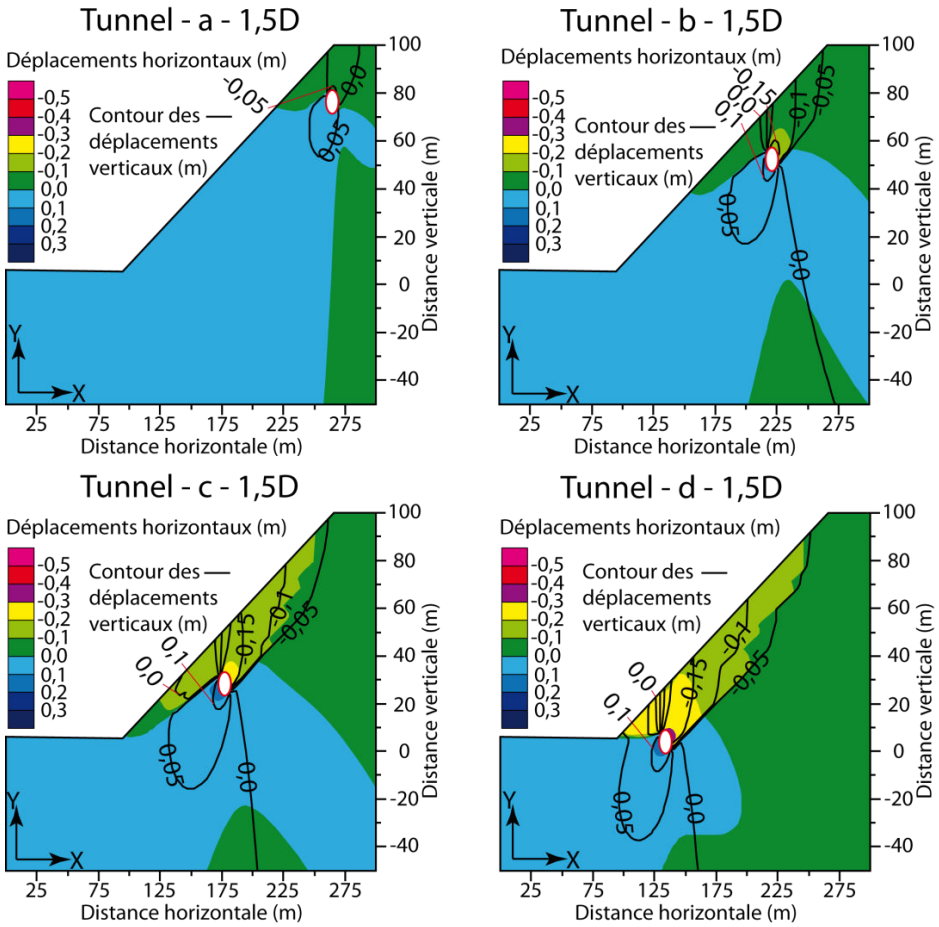



**Figure 58.** Déplacements horizontaux (code couleur) et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant – Déconfinement de l'ouvrage (λ=70%) – Ouvrage situé à une distance de 1,5D de la surface du versant – Influence de l'altitude de l'ouvrage (situations a, b, c et d) – Distorsion des images v/h=2.

Pour une distance identique de l'ouvrage à la surface du versant (1,5D), on observe que l'ouvrage situé en base du versant (situation d) donne les plus forts déplacements au sein du versant.

A l'échelle de l'ouvrage, on remarque une inversion des signes des déplacements verticaux et horizontaux de part et d'autre de la structure de l'ouvrage. Le même système de projection que celui de l'étude de Huang, K.P., et al., (2010), illustré à la Figure 13, a permis de caractériser la position de l'inversion de sens des déplacements par rapport à la section de l'ouvrage (Figure 59). Cette inversion de signe des déplacements horizontaux et verticaux se produit en naissance gauche de la voûte pour (126°<θ<162°) et en naissance droite du radier pour (297°<θ<333°).

***2) Valeurs des déplacements au niveau de l'excavation :***

Les mesures de convergence permettent de quantifier la réponse en déformation du terrain encaissant de l'ouvrage. Les mesures in-situ caractérisent la réponse du terrain une fois le front d'excavation passé tandis que les simulations numériques permettent de simuler l'évolution avant et après le passage du front. L'état de contrainte initial régnant au sein du massif, les propriétés mécaniques du massif, la présence de discontinuités et la géométrie de l'excavation influencent le niveau de convergence en paroi de l'excavation (Fine, J., 1998).

L'étude quantitative des déplacements en paroi a été réalisée selon 2 orientations (Figure 59) : en direction horizontale au niveau du piédroit droit (θ = 0°) et gauche (θ = 180°), et en direction verticale au niveau de la clé de voûte (θ = 90°) et de la base du radier (θ = 270°). Ces déplacements caractérisent l'impact du creusement de l'ouvrage au voisinage du tunnel.

Deux critères de déplacements permettant la comparaison des déplacements de part et d'autre de la cavité creusée en fonction des différentes situations de l'ouvrage ont été choisis. Ils permettent de prendre en considération l'impact de la construction du tunnel et de sa situation au sein du versant, sur la déstabilisation du massif au voisinage de l'ouvrage.

Les formules des deux critères de déplacements sont données ci-dessous :

$$C_H = | X_{disp}\ Piédroit\ Gauche - X_{disp}\ Piédroit\ Droit | \quad (30)$$

$$C_V = | Y_{disp}\ Voûte - Y_{disp}\ Radier | \quad (31)$$

Ils caractérisent la convergence de la structure. Les valeurs des déplacements horizontaux et verticaux tirés des différentes simulations numériques sont enregistrées depuis le début de la phase de creusement de l'ouvrage jusqu'après la mise en place du soutènement.

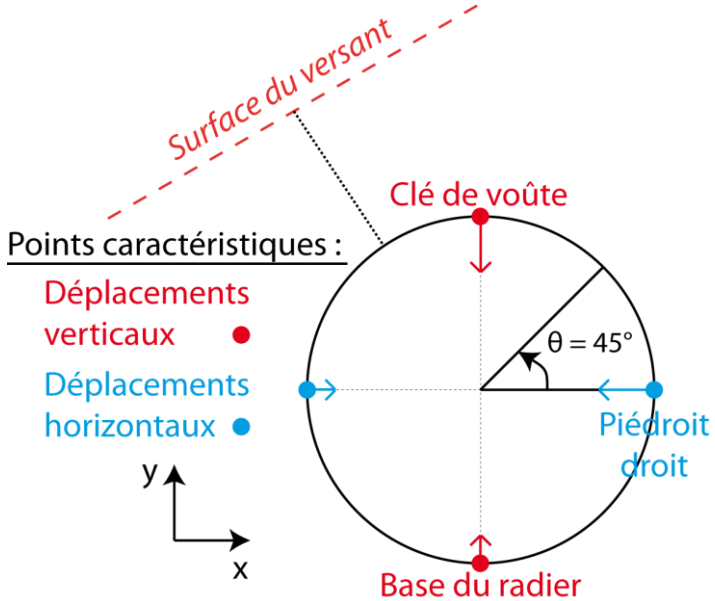



**Figure 59.** Localisation des points caractéristiques de l'étude des déplacements horizontaux et verticaux au niveau de l'ouvrage.

Pour une situation de l'ouvrage en base du versant (situation d), la valeur du critère ($C_H$) est maximale lorsque la distance de l'ouvrage à la surface du versant est de 1,5D. La valeur du critère ($C_V$) augmente avec l'augmentation de la distance de l'ouvrage à la surface du versant (Tableau 13).

| Distance du tunnel au versant | $C_H$ (m) | $C_V$ (m) |
|---|---|---|
| 0,5D | 0,34 | 0,25 |
| 1,0D | 0,45 | 0,27 |
| 1,5D | **0,48** | 0,32 |
| 2,0D | 0,37 | 0,34 |
| 3,0D | 0,33 | 0,39 |
| 5,0D | 0,39 | 0,55 |

**Tableau 13.** Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation en fonction de la distance de l'ouvrage au versant – Cas d'un tunnel en base de versant (d).

La comparaison des ouvrages situés à une même distance de 1,5D à la surface du versant pour différentes altitudes a permis de montrer une augmentation des valeurs des critères ($C_H$) et ($C_V$) lorsque l' altitude de l'ouvrage diminue (Tableau 14).

| Altitude | $C_H$ (m) | $C_V$ (m) |
|---|---|---|
| a – tête du versant | 0,11 | 0,15 |
| b – centre du versant | 0,30 | 0,28 |
| c – pied du versant | 0,42 | 0,32 |
| d – base du versant | **0,48** | **0,32** |

**Tableau 14.** Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation en fonction de l'altitude de l'ouvrage – Distance de l'ouvrage au versant de 1,5D.

La représentation graphique des déplacements horizontaux et verticaux des points caractéristiques complète l'étude des déplacements de part et d'autre de la section excavée depuis l'excavation de l'ouvrage jusqu'après la pose de la structure (Figure 60).

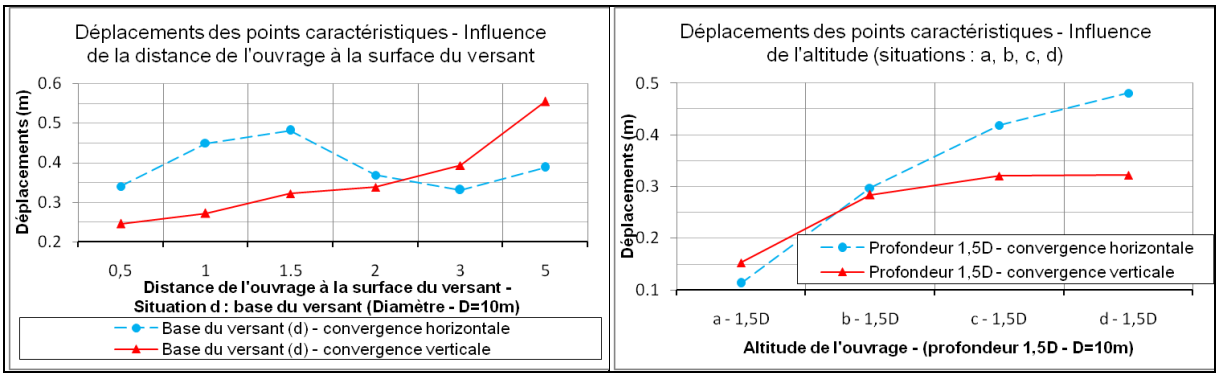



**Figure 60.** Valeurs des déplacements des points caractéristiques de l'ouvrage – Influence de la distance de l'ouvrage à la surface du versant, en base du versant (situation d) et influence de l'altitude de l'ouvrage dans le versant pour une distance de 1,5D à la surface du versant.

Pour un ouvrage situé en base de versant (situation d), la convergence verticale est inférieure à la convergence horizontale jusqu'à une distance de 2,0D de la surface du versant. La convergence verticale devient inférieure à la convergence horizontale lorsque l'altitude de l'ouvrage diminue et passe en dessous de la moitié supérieure du versant (situation b).
Les valeurs et surtout l'écart entre les valeurs des critères ($C_H$) et ($C_V$) est le plus important pour un tunnel situé en base du versant et également à une distance de l'ouvrage à la surface du versant de 1,5D. Pour un ouvrage de cette dimension et un taux de déconfinement de $\lambda$=70% avant la mise en place de la structure, cette situation de l'ouvrage est jugée la plus critique.

### B. *Déformations au sein du versant - (points plastiques et déformations de cisaillement).*

La répartition des déformations de cisaillement et des points plastiques au sein du versant varie en fonction de la situation de l'ouvrage dans le versant. La Figure 61 illustre leurs évolutions au sein du versant dans le contexte d'un ouvrage situé à la base du versant, à différentes distances de la surface du versant.

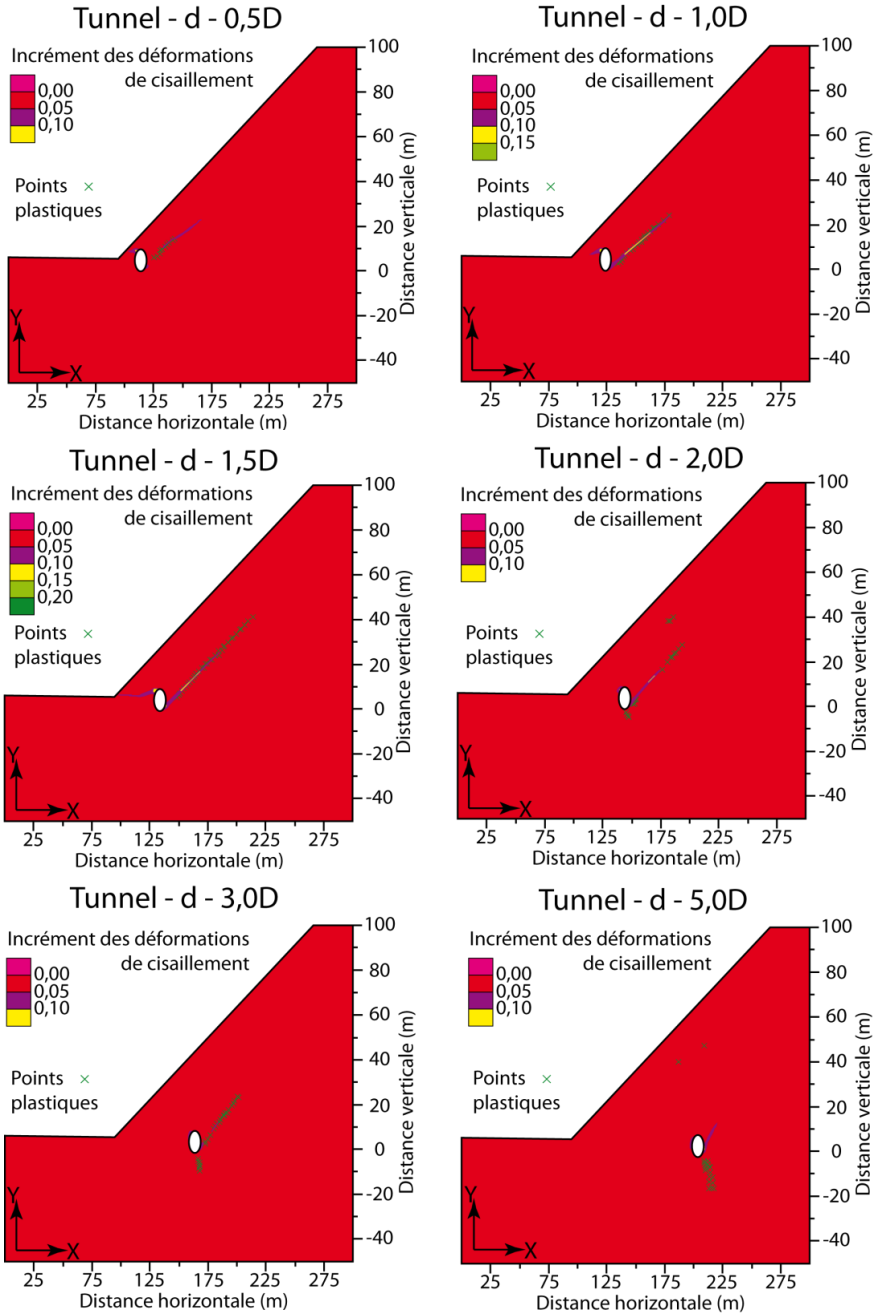



**Figure 61.** Déformations de cisaillement (shear strain increment) et points plastiques au sein du versant – Déconfinement de l'ouvrage (λ=70%) – Influence de la distance de l'ouvrage à la surface du versant, ouvrage en situation de base de versant (d) – Distorsion des images v/h=2.

Pour cette altitude en base du versant, les déformations de cisaillement au sein du versant sont maximales lorsque la distance de l'ouvrage à la surface du versant augmente jusqu'à 1,5D. La déstabilisation est marquée par l'ébauche d'une surface de rupture rejoignant la base du versant à l'ouvrage et remontant au sein du versant.
Au delà de cette distance de l'ouvrage dans le versant, les points plastiques et les déformations de cisaillement diminuent et ne semblent affecter que le voisinage proche de l'ouvrage, la stabilité du versant restant précaire.

Les déformations de cisaillements et les points plastiques sont localisés au niveau des inversions de signe des valeurs des déplacements horizontaux et verticaux au sein du versant.

La Figure 62 illustre l'évolution des déformations de cisaillement et des points plastiques au sein du versant dans le contexte d'un ouvrage situé à une distance de 1,5D de la surface du versant et pour différentes altitudes au sein du versant.

Pour une distance identique de l'ouvrage au sein du versant, à 1,5D de la surface, l'ouvrage situé en base du versant (d) et en pied du versant (c) a tendance à accroître les déformations de cisaillement et les points plastiques au sein du versant, diminuant sa stabilité.

Ce résultat : déstabilisation préférentiellement pour une situation de l'ouvrage en base du versant, à une distance de 1,5D par rapport à la surface du versant, confirme les conclusions de l'étude de Koizumi, Y. et al., (2010) illustrées (Figure 20 et Figure 22).

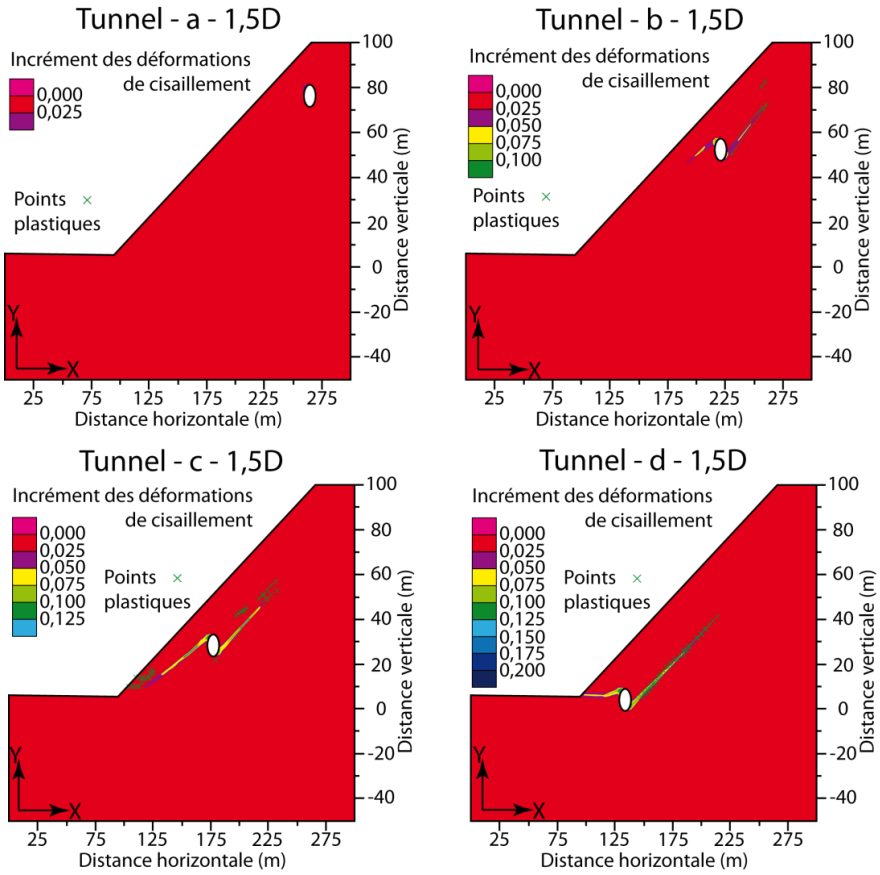



**Figure 62.** Déformations de cisaillement (shear strain increment) et points plastiques au sein du versant – Déconfinement de l'ouvrage (λ=70%) – Influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage à la surface du versant de 1,5D – Distorsion des images v/h=2.

## II. Influence de la situation de l'ouvrage sur le revêtement de l'ouvrage.

Le creusement d'un tunnel, dans un versant proche de l'état instable, entraîne une déstabilisation du versant provoquant une réponse structurelle du revêtement mis en place. Cette interaction est mise en évidence tout d'abord au niveau des convergences en paroi de l'excavation, des déformations de la structure et des déformations des éléments constitutifs du revêtement. Ensuite, les efforts internes dans la structure sont présentés en fonction du déconfinement avant la pose du revêtement.

## A. Déplacements et déformations de l'ouvrage.

### 1) Déplacements en paroi avant la pose de la structure (convergence) :

L'influence de la situation de l'ouvrage dans le versant est tout d'abord étudiée avant la mise en place de la structure de l'ouvrage durant la phase de relaxation des contraintes.
La Figure 63 illustre l'évolution radiale des déplacements en paroi de l'excavation. Le déplacement en paroi est hétérogène autour de la section. Il est plus important au niveau du rein côté massif et augmente à mesure que la distance de l'ouvrage à la surface du versant augmente. De plus, plus l'ouvrage est situé en base du versant, plus la convergence augmente.

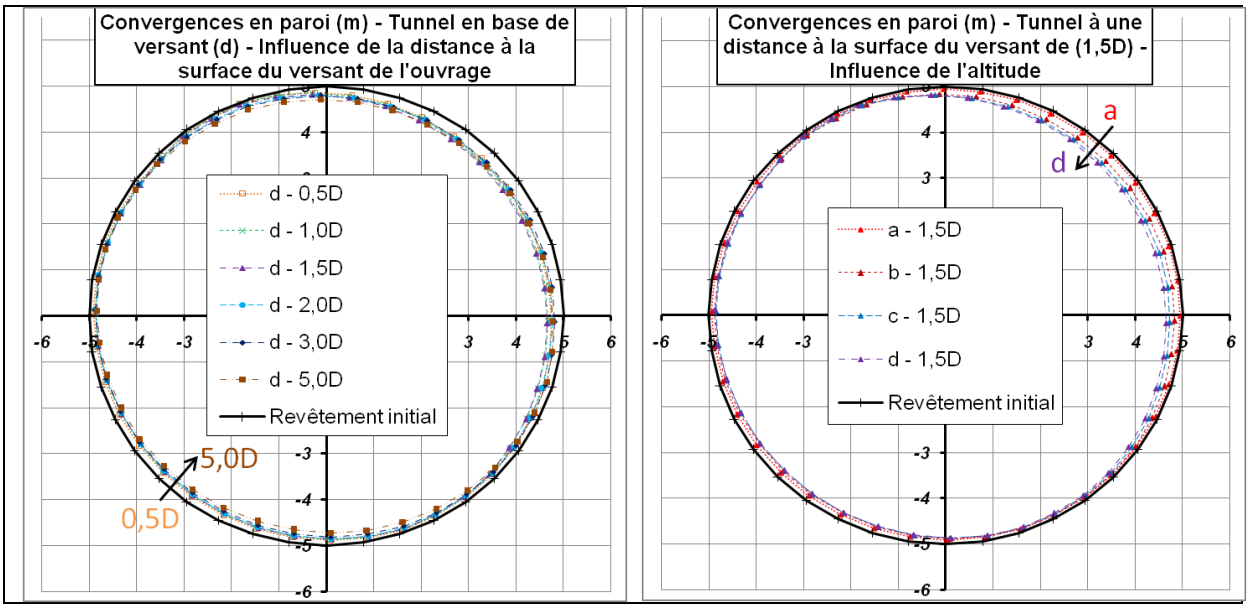



**Figure 63.** Convergences en paroi de l'excavation de l'ouvrage – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant à la base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D (D=10m).

Nous définissons un vecteur de translation moyen pour la section excavée (Figure 64).

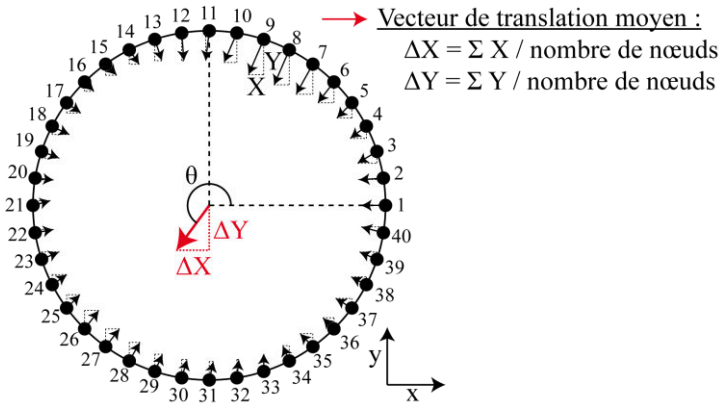



**Figure 64.** Schéma de principe du vecteur de translation moyen.

En fonction de la situation de l'ouvrage dans le versant, l'amplitude et l'orientation du vecteur de translation moyen varient (Figure 65). L'orientation de ce vecteur par rapport à l'ouvrage est défini grâce à l'angle θ identique à celui défini dans l'étude de Huang, K.P., et al., (2010) et illustré à la Figure 13.

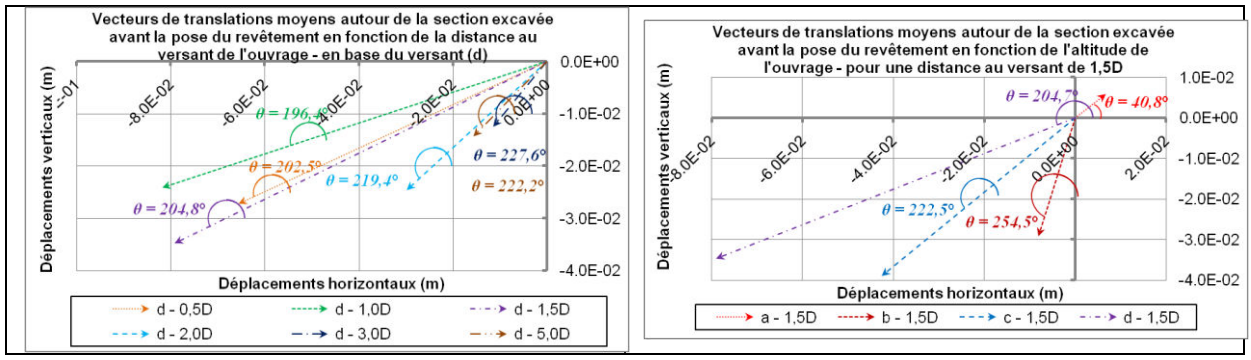



**Figure 65.** Vecteurs de translation moyens de la section excavée avant la mise en place de la structure – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant à la base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D.

L'analyse des résultats pour un ouvrage situé en base du versant (d) permet de remarquer une amplitude du vecteur de translation moyen de la section excavée qui diminue en s'éloignant de part et d'autre de la distance au versant de 1,5D. Au niveau de l'orientation (θ) de ces vecteurs, les ouvrages situés à une distance inférieure ou égale à 1,5D sont sujets à des déplacements en paroi majoritairement orientés selon un angle légèrement plus faible que celui de la pente du versant (θ = 30° ou 210°). En revanche en éloignant l'ouvrage du versant, les déplacements en paroi ont tendance à être orientés selon un angle légèrement plus fort que celui de la pente du versant.

Au niveau de l'influence de l'altitude de l'ouvrage au sein du massif, en gardant une distance au versant constante de 1,5D, on constate une augmentation de l'amplitude des vecteurs de translation moyens de la section excavée lorsque l'ouvrage est situé plus bas dans le versant. L'angle θ diminue lorsque l'ouvrage descend en altitude.

### *2) Déplacements de la structure de revêtement de l'ouvrage dans le versant :*

En fonction de la situation de l'ouvrage au sein du versant, la structure de l'ouvrage une fois mise en place va présenter des déplacements et déformations variables. Le revêtement de l'ouvrage est considéré comme totalement solidaire du massif encaissant. Ce revêtement subit le mouvement naturel du versant et celui provoqué par l'excavation de l'ouvrage.

Dans ces premiers calculs le béton du revêtement est supposé élastique.

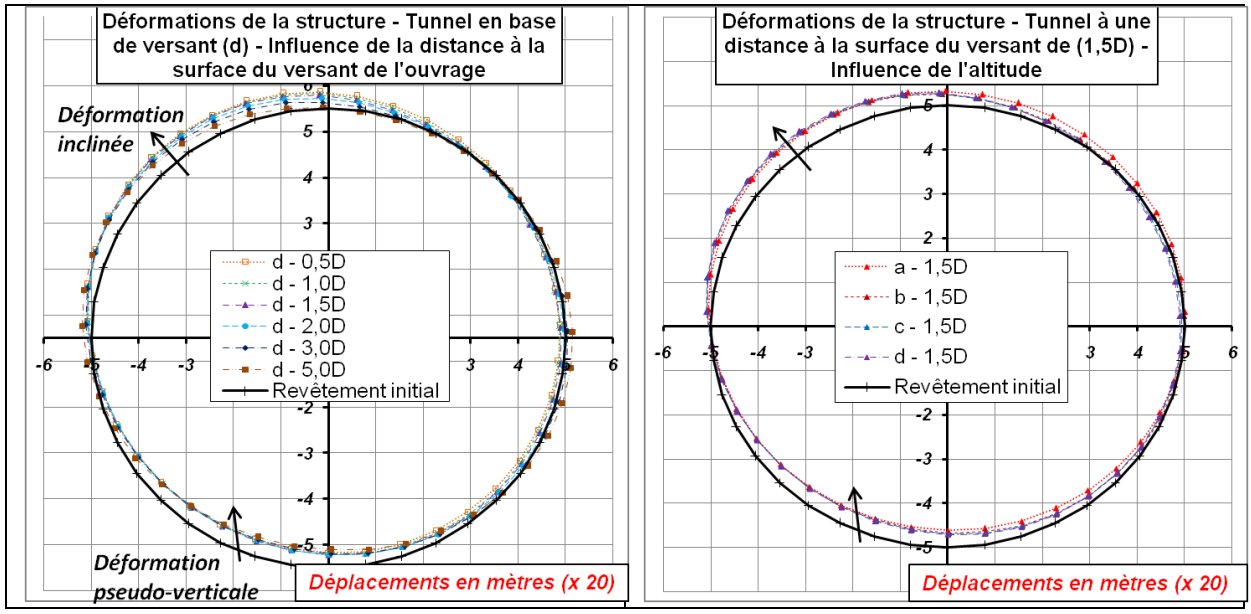



**Figure 66.** Déplacements du profil transversal – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant à la base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D.

La déformation du profil est dirigée vers l'extérieur du profil initial au niveau de la voûte côté versant (à gauche sur la Figure 66). A l'inverse la déformation est orientée vers l'intérieur du profil au niveau du radier côté versant.

Le vecteur de translation moyen de la structure est défini comme précédemment (Figure 64).

L'analyse des résultats pour un ouvrage situé en base du versant (d) permet de remarquer une amplitude du vecteur de déplacement moyen de la structure qui diminue en s'éloignant de la surface du versant.
En s'enfonçant au sein du massif, l'orientation du déplacement moyen de l'ouvrage devient plus verticale. Au niveau de l'ouvrage situé à une distance de 1,5D de la surface du versant, l'angle du vecteur de translation moyen de la structure s'approche de l'orientation de la plus courte distance par rapport à la surface du versant (θ = 120°) (Figure 67).

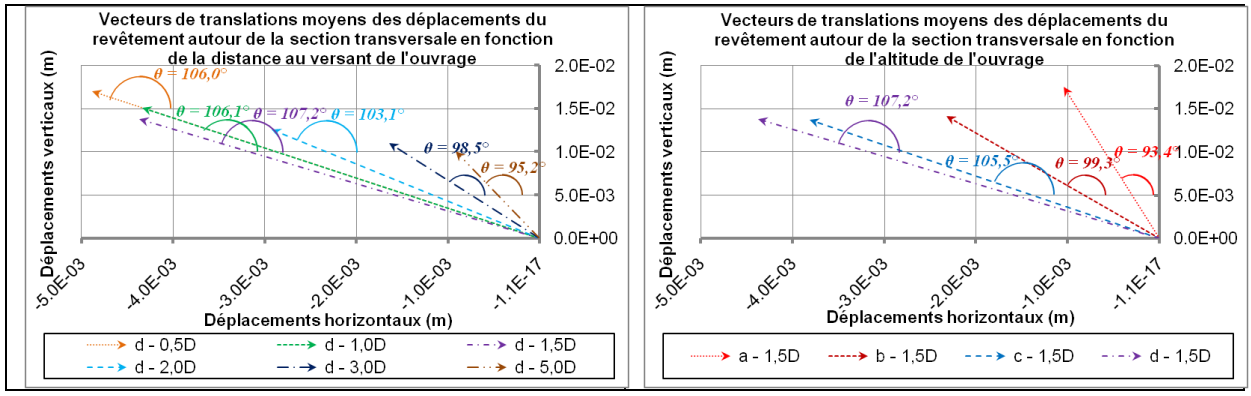



**Figure 67.** Vecteurs de translation moyens de la structure de l'ouvrage – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant à la base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D.

Au niveau de l'influence de l'altitude de l'ouvrage au sein du massif, en gardant une distance au versant constante de 1,5D, il est possible de remarquer une augmentation de l'amplitude du vecteur de déplacement moyen de la structure lorsque l'ouvrage est plus bas dans le versant. L'orientation du vecteur de translation moyen de l'ouvrage se rapproche de la direction orthogonale à la surface du versant lorsque l'ouvrage descend en altitude.

### *3) Déformations des éléments constitutifs de la structure de revêtement :*

La section transversale du revêtement est considérée comme une succession d'éléments poutres.

La distance au versant de l'ouvrage, en situation de base du versant (d) affecte également la déformation des éléments constitutifs de la structure. Le signe des valeurs des déformations (ε), dans le cadre des conventions de signe adoptées (Figure 47), caractérise le comportement en déformation des éléments de la structure :

- Si ε < 0 : l'élément subit une extension ;
- Si ε > 0 : l'élément subit un raccourcissement.

Dans ces calculs, le béton est supposé élastique.

Pour les différentes études et la représentation des efforts et déformations, la position de l'élément autour de la section transversale est exprimée en fonction de l'angle θ. Tout comme l'étude de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) l'origine angulaire des éléments a été choisie au niveau de la naissance de la voûte du piédroit droit (côté massif).

Pour notre étude de cas l'ouvrage subit exclusivement une extension. Cependant autour de la section transversale, l'amplitude des déformations est irrégulière. La section est sujette à une extension au niveau de la naissance gauche de la voûte. Elle est au contraire proche d'un raccourcissement au niveau de la naissance droite de la voûte (Figure 68).

Pour un ouvrage en base du versant (d), l'augmentation de la distance de l'ouvrage au versant entraîne une augmentation des déformations des éléments de la structure. Les valeurs des déformations des éléments autour de la section deviennent plus symétriques et également avec un axe de symétrie plus vertical à mesure que la distance de l'ouvrage au versant augmente.

Lorsque l'altitude de l'ouvrage diminue, les valeurs des déformations des éléments autour de la section augmentent. Les amplitudes importantes des valeurs des déformations des éléments sont situées au niveau du rein gauche (côté versant) et au niveau du piédroit droit (côté massif). Ces valeurs importantes s'approchent des naissances de la voûte lorsque l'altitude de l'ouvrage diminue.

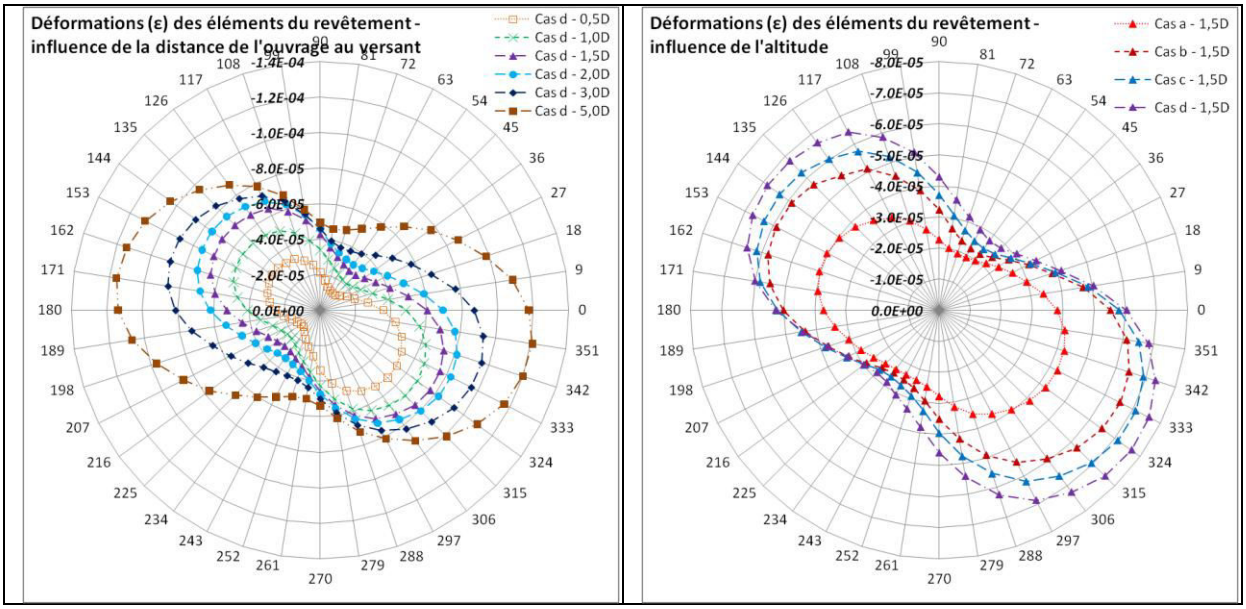



**Figure 68.** Représentation radiale des déformations des éléments (ε) de la structure du revêtement – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D.

### *B. Efforts dans la structure de revêtement.*

Les forces axiales (N) dans les éléments de l'ouvrage permettent de préciser les sollicitations de l'ouvrage en traction ou compression au niveau de l'axe de symétrie longitudinal des éléments de structure. Suivant la convention de signe de Flac (Figure 47), la structure subit de manière conventionnelle au niveau de cet axe de symétrie :

- Si N > 0 : une compression ;
- Si N < 0 : une traction.

Dans ces calculs, le béton est supposé élastique.

La Figure 49 tirée de l'étude de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) permet de remarquer que même si l'effort axial enregistré est positif, l'extrados ou l'intrados peut être sujet à de la traction. L'orientation des vecteurs de translation de la structure au niveau des nœuds de l'excavation permet la caractérisation de la sollicitation entre l'intrados et l'extrados de l'élément. Le signe de la force axiale renseigne donc sur la sollicitation générale de l'élément.
Le signe des valeurs des forces de cisaillement (Q) dans les éléments de l'ouvrage est positif lorsque l'élément subit un cisaillement dans le sens horaire par rapport à une facette parallèle à l'interface entre l'élément et le terrain encaissant (Figure 47).

Le moment fléchissant d'une poutre incurvée (M) est positif lorsque son orientation est dirigée vers la partie concave autrement dit le centre de l'ouvrage (Figure 47).

### *1) Les forces axiales :*

La forme de l'évolution radiale des forces axiales internes aux éléments de l'ouvrage autour de la section est sensiblement identique à celle des déformations des éléments. La section est entièrement sujette à une compression. Cependant celle-ci n'est pas uniforme autour de la section. La compression est importante au niveau de la naissance gauche de la voûte (θ = 135°). A l'inverse, la naissance droite de la voûte (θ = 45°) est proche d'une sollicitation en traction (Figure 69).

Les observations des caractéristiques des fissures et du comportement de l'ouvrage entre l'amont et l'aval d'un ouvrage parallèle au versant, réalisées par Wang, T.T., (2010) correspondent à ces résultats obtenus à partir d'un modèle simplifié. Ces pathologies nécessitent notamment de la compression à l'intrados du rein côté versant et de la traction à l'intrados du rein côté massif.

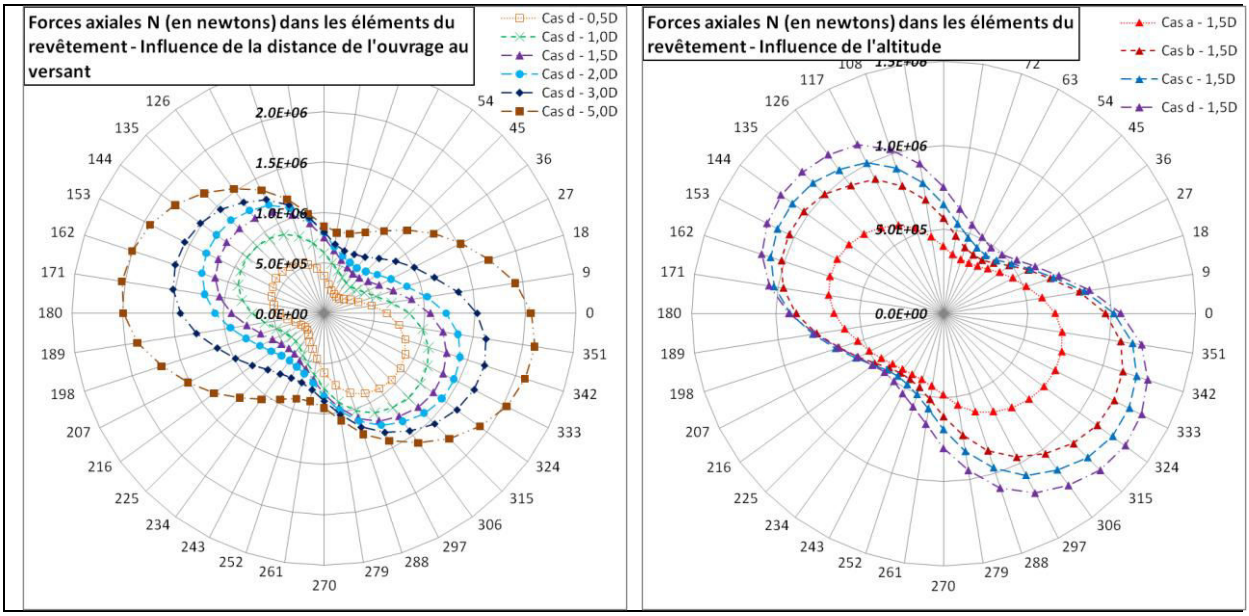



**Figure 69.** Représentation radiale des forces axiales internes N aux éléments de la structure du revêtement – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D.

### *2) Les forces de cisaillement :*

On observe que l'augmentation de la distance au versant de l'ouvrage, lequel est situé au niveau de la base du versant entraîne une augmentation des forces de cisaillement autour de la section (Figure 70). Cependant lorsque la distance de l'ouvrage au versant est égale à 1,5D, on remarque une forte évolution latérale des valeurs. Elle est accompagnée d'une inversion de signe des valeurs au niveau de la naissance gauche de la voûte (126°<θ<135°).

L'analyse des déformations de cisaillement au sein du massif encaissant pour un tunnel situé à 1,5D de la surface du versant a permis d'observer qu'elles affectent particulièrement l'ouvrage au niveau de la naissance gauche de la voûte (117°< θ < 144°) ainsi qu'à la naissance droite du radier (306 < θ < 342°).

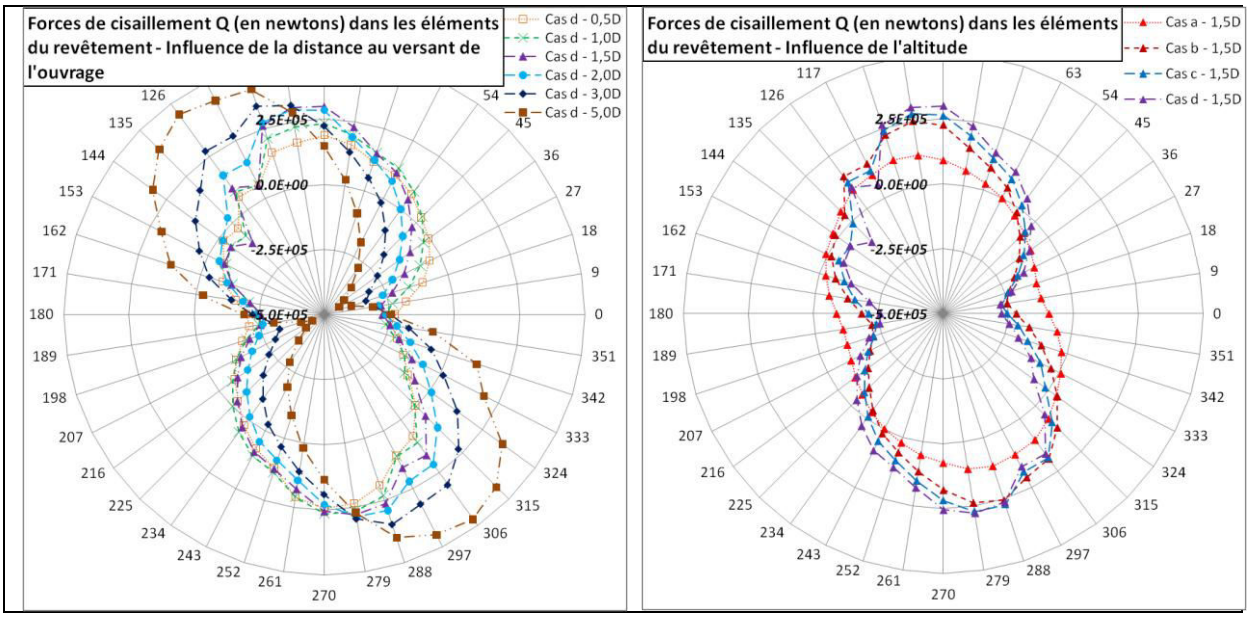



**Figure 70.** Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q aux éléments de la structure du revêtement – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) et influence de l'altitude du tunnel pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D.

La corrélation des déformations de cisaillement au sein du massif avec les forces de cisaillement des éléments de la structure au voisinage de (θ < 135°) semble assez bonne pour confirmer l'interaction d'une instabilité de versant avec la structure de l'ouvrage.

Pour une distance de l'ouvrage au versant identique (1,5D), la variation de l'altitude de l'ouvrage modifie la répartition des forces de cisaillement autour de la section. En descendant en altitude, l'évolution latérale des forces de cisaillement devient plus forte et se rapproche de l'inversion franche de signe constatée au voisinage de (θ < 135°).

### *3) Analyse des efforts – capacité de chargement de la structure :*

L'application de la méthode de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) pour les efforts enregistrés autour de la section transversale est illustrée grâce aux Figure 71 et Figure 72.

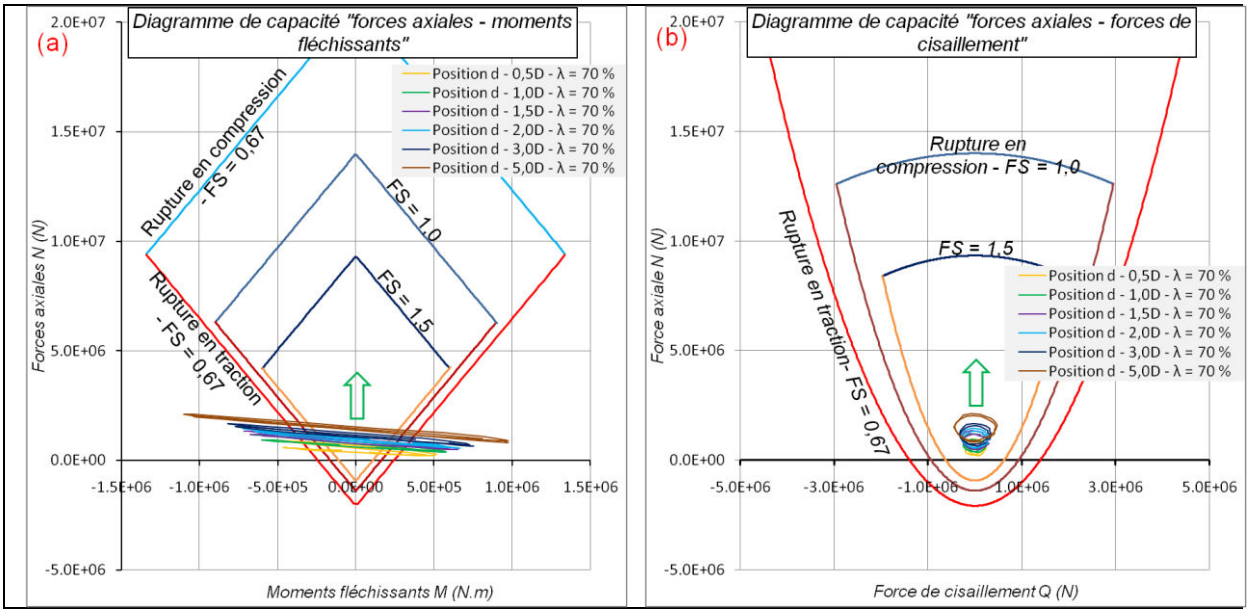



**Figure 71.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d).

Pour un tunnel situé en base du versant, on remarque qu'une augmentation de la distance au versant de l'ouvrage entraîne une augmentation des efforts. Ces derniers dépasseraient un critère de rupture en traction ($\sigma_t$=-2MPa) mais pas un critère en compression ($\sigma_c$=20MPa). On rappelle cependant que les calculs réalisés n'ont pas pris en compte ces critères sur le plan mécanique.

Pour une même distance du tunnel à la surface du versant (1,5D) et une altitude différente on remarque qu'une augmentation de la distance au versant de l'ouvrage entraîne une augmentation des efforts lorsque l'ouvrage est plus bas dans le versant.

Le choix de la situation de l'ouvrage au sein du versant est particulièrement important. Au niveau de la base du versant, à proximité de la surface du versant, le creusement de l'ouvrage entraîne un affaiblissement de la stabilité du versant. Il est préférable de s'écarter le plus possible de la surface du versant même si cet éloignement à la surface du versant de l'ouvrage entraîne une légère augmentation des efforts dans la structure.

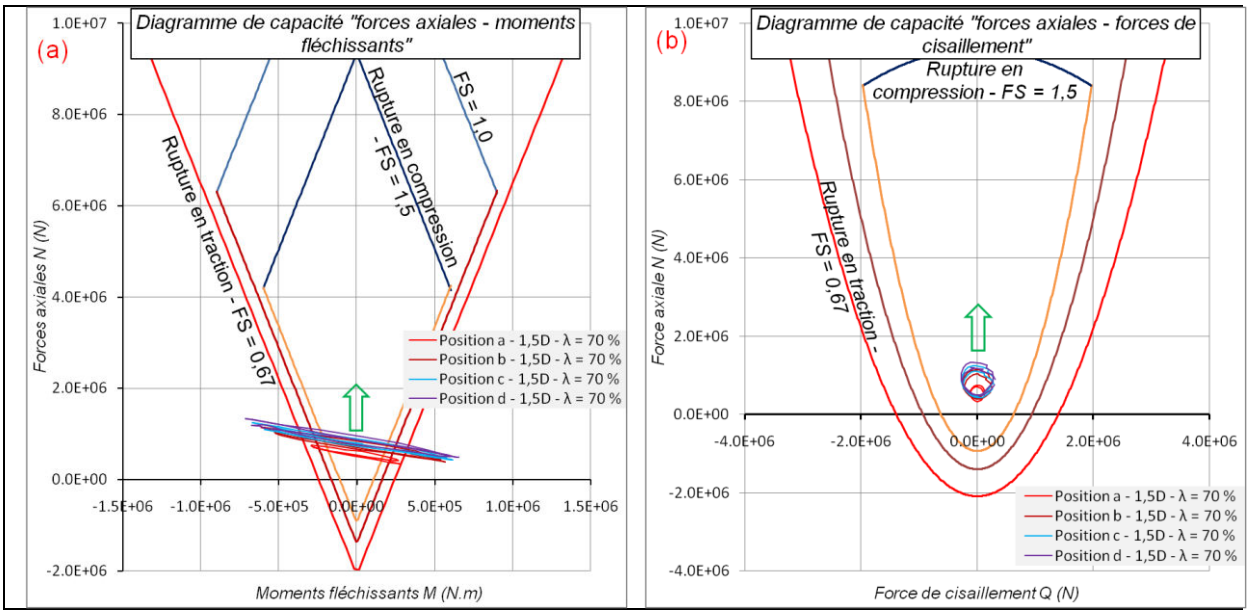



**Figure 72.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D.

## C. *Prise en compte des critères de rupture du béton.*

Les calculs du 3.2.1, II (Influence de la situation de l'ouvrage sur le revêtement de l'ouvrage) ont été repris en considérant un béton de résistance à la compression $\sigma_c$=20MPa et de résistance à la traction $\sigma_t$=-2MPa. On obtient les résultats suivants :

### *1) Déplacements de la structure de revêtement de l'ouvrage dans le versant :*

L'allure de la déformation du profil (Figure 73) est assez proche de celle de l'ouvrage pour les différentes situations en absence du critère de rupture du béton (Figure 66). La comparaison de ces deux figures met en évidence une déformation plus importante de l'ouvrage lorsque le critère de rupture est pris en compte.

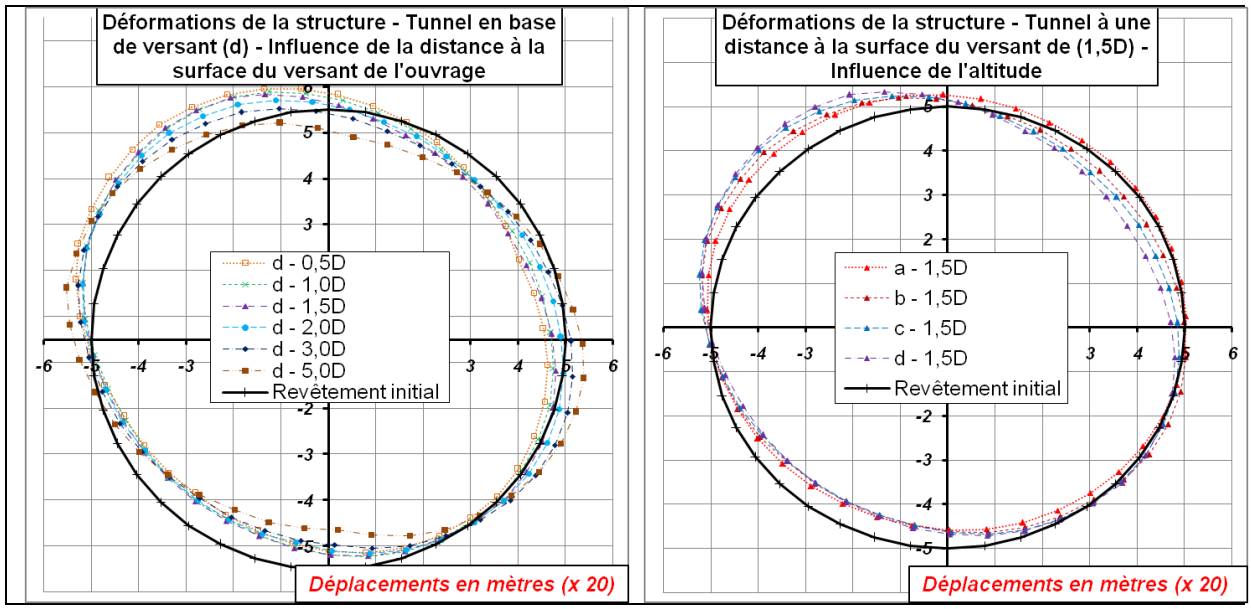



**Figure 73.** Déplacements du profil transversal – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant à la base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D – Prise en compte des critères de rupture du béton.

### *2) Déformations des éléments constitutifs de la structure de revêtement :*

L'analyse des déformations des éléments de la structure autour de l'ouvrage témoigne d'une localisation des déformations des éléments, laquelle varie autour de l'ouvrage en fonction de la situation du tunnel (Figure 74). Les valeurs des déformations importantes des éléments sont supérieures d'un ordre de grandeur par rapport au cas des ouvrages en absence de critères de rupture (Figure 68). Elles suggèrent toujours que l'ouvrage subit exclusivement une extension. Pour des raisons graphiques, le sens des axes de la représentation radiale dans la Figure 74 est inversé par rapport à la Figure 68.

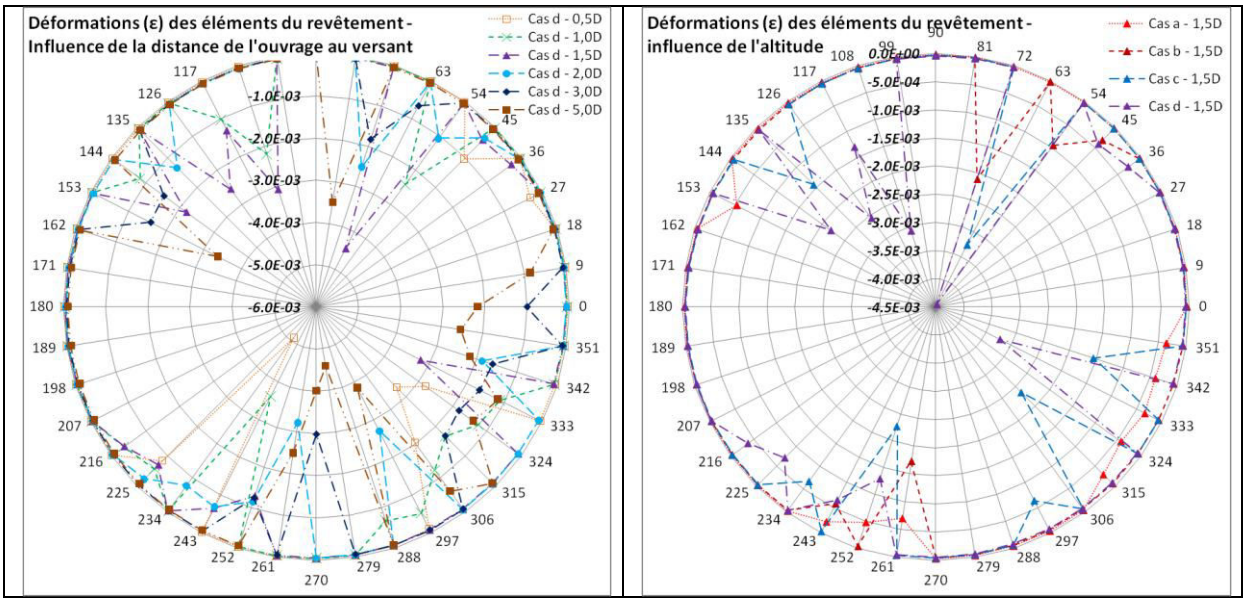



**Figure 74.** Représentation radiale des déformations des éléments (ε) de la structure du revêtement – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D – Prise en compte des critères de rupture du béton.

### *3) Les forces axiales :*

L'évolution radiale des valeurs des forces axiales dans les éléments autour de la section, en prenant en compte les critères de rupture, est illustrée à la Figure 75.

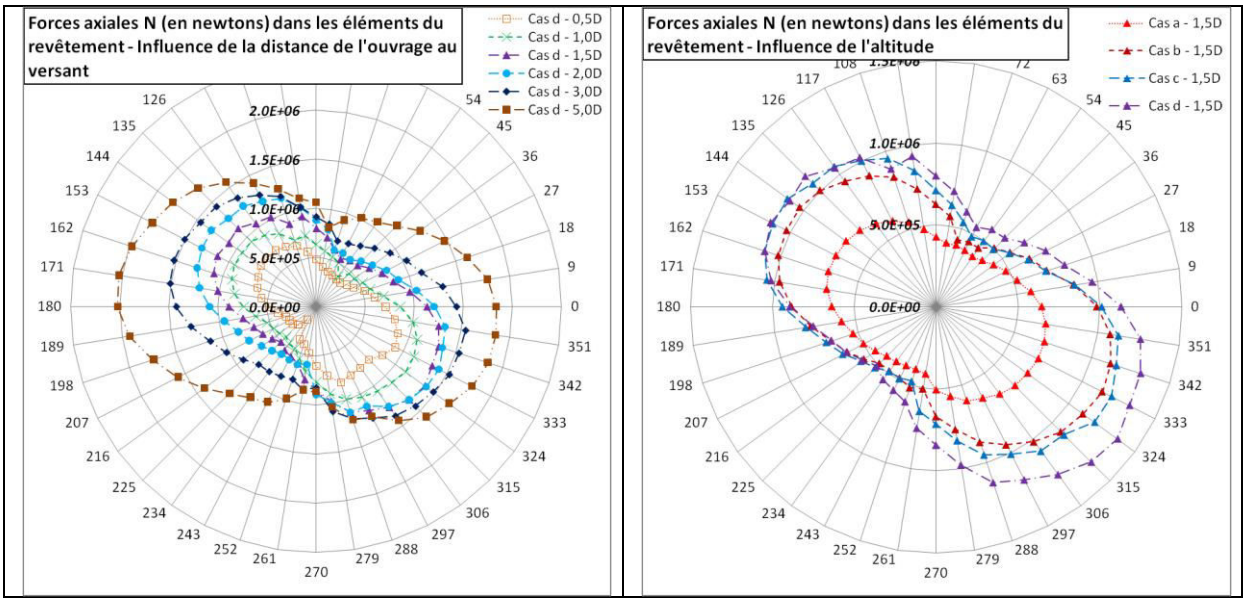



**Figure 75.** Représentation radiale des forces axiales internes N aux éléments de la structure du revêtement – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) et influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D – Prise en compte des critères de rupture du béton.

La prise en compte des critères de rupture (Figure 75) au niveau des éléments de la structure entraîne une légère diminution des valeurs des forces axiales par comparaison avec la Figure 69. L'évolution radiale de ces valeurs est non uniforme et plus prononcée.

### *4) Les forces de cisaillement :*

Au niveau des forces de cisaillement, la prise en compte des critères de rupture (Figure 76) entraîne une diminution significative des valeurs enregistrées par comparaison avec la Figure 70. De plus, lorsque les critères de rupture sont pris en compte, l'évolution radiale des valeurs des forces de cisaillement est beaucoup plus hétérogène autour de la section (Figure 76), ce qui témoigne de ruptures de plusieurs éléments du revêtement.

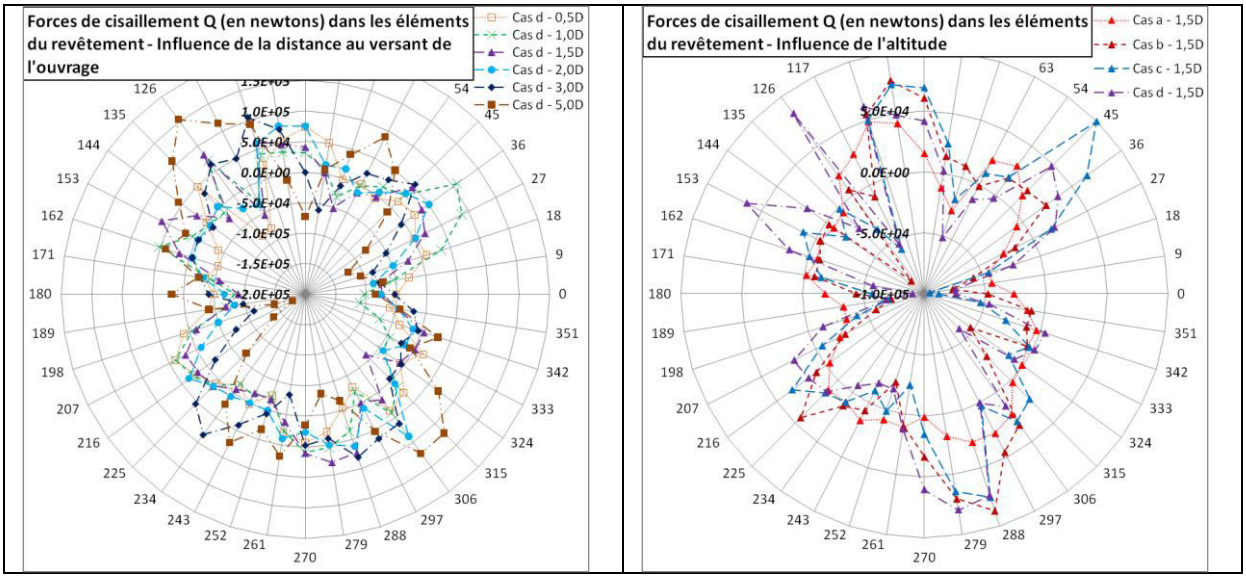



**Figure 76.** Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q aux éléments de la structure du revêtement – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) et influence de l'altitude du tunnel pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D – Prise en compte des critères de rupture du béton.

### *5) Analyse des efforts – capacité de chargement de la structure :*

L'application de la méthode de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) pour les efforts enregistrés autour de la section transversale est illustrée grâce aux Figure 77 et Figure 78.

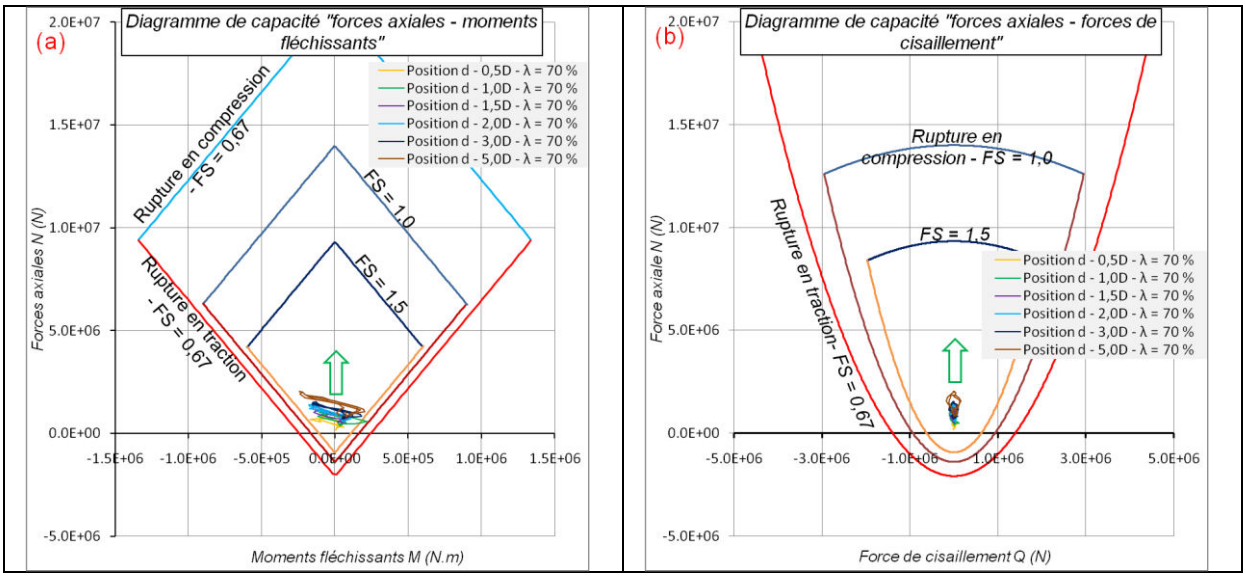



**Figure 77.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la distance de l'ouvrage au versant, l'ouvrage étant en base du versant (d) – Prise en compte des critères de rupture du béton.

La prise en compte des critères de rupture en compression ($\sigma_c$=20MPa) et en traction ($\sigma_t$=-2MPa) sur le plan mécanique entraîne une réduction des efforts post-rupture dans la structure. La rupture a entraîné une dissipation des efforts, avec des déplacements plus conséquents de l'ouvrage ainsi que des déformations plus importantes des éléments constitutifs de la structure.

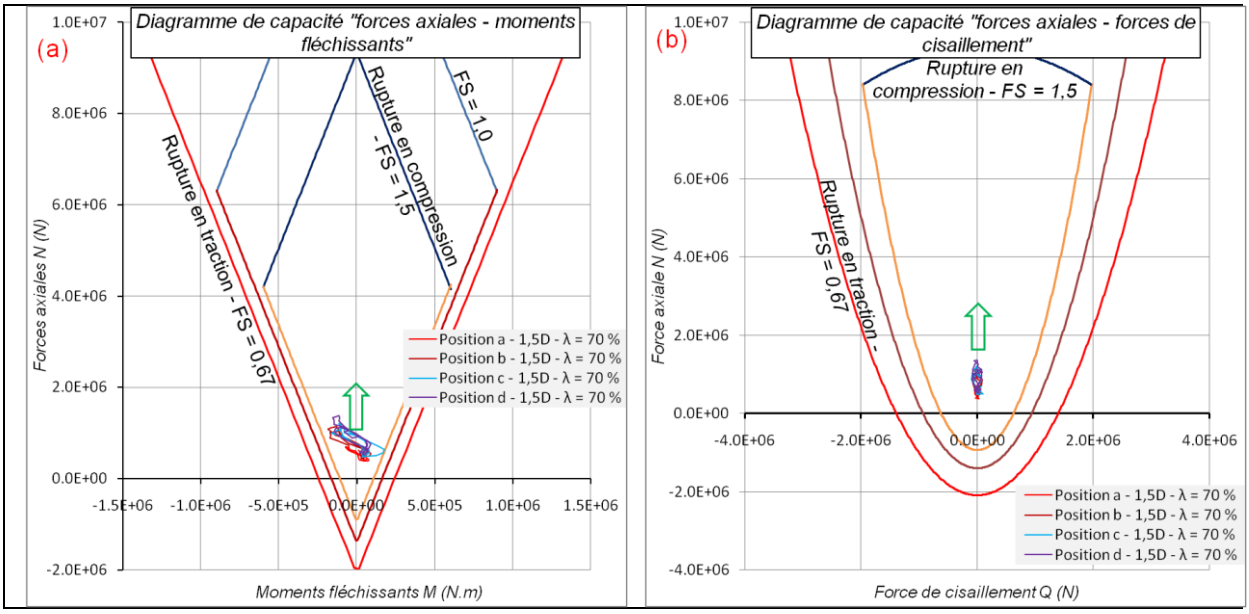



**Figure 78.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de l'altitude de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage au versant de 1,5D – Prise en compte des critères de rupture du béton.

Dans la suite de ce chapitre 3, le béton est à nouveau supposé élastique. Mais dans les applications numériques relatives aux études de cas du tunnel de Mari et du tunnel de l'Encombrouze (chapitre 4.2 et 4.3), les matériaux constitutifs de la structure sont définis par des paramètres de déformabilité et de résistance qui ont été mesurés.

### 3.2.2. *Influence du déconfinement.*

## I. Influence du déconfinement sur la stabilité du versant.

### A. *Déplacements au sein du versant.*

#### 1) *Déplacements horizontaux et verticaux :*

Pour un ouvrage situé en base du versant à une distance de 1,5D de la surface topographique, les déplacements horizontaux au sein du versant montrent une influence du paramètre de déconfinement sur la déstabilisation du versant (Figure 79).

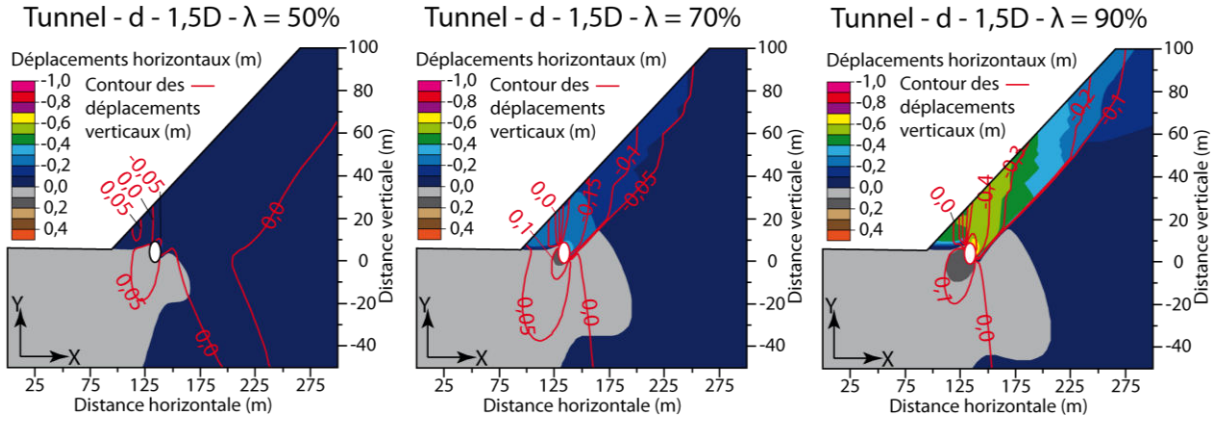



**Figure 79.** Déplacements horizontaux et contours (couches d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant – Influence du déconfinement autorisé pour le massif encaissant de l'ouvrage pour une situation en base de versant et une distance au versant de l'ouvrage de 1,5D – Distorsion des images v/h=2.

Une variation du taux de déconfinement (de l'ordre de 20%) avant la mise en place du revêtement provoque une forte augmentation des déplacements au sein du versant (Figure 79).

A l'échelle du versant, les courbes d'iso-valeurs des déplacements horizontaux semblent devenir parallèles à la pente du versant à proximité de la surface du versant pour un déconfinement de l'ordre de λ=60% étudié par ailleurs, avant la mise en place de la structure. Les déplacements verticaux mettent en évidence un léger affaissement du versant à l'aplomb de l'ouvrage avec une évolution remontant vers l'amont du versant. Pour des déconfinements importants, le creusement du tunnel entraîne une augmentation des déplacements horizontaux et verticaux en direction de la surface du versant, localisée à l'aplomb du tunnel et au-delà vers l'amont. La déstabilisation du massif, plus ou moins importante, caractérise l'influence anthropique du creusement d'un ouvrage au sein d'un versant proche d'un état d'instabilité.

Pour un déconfinement supérieur à λ=50%, une légère différence d'amplitude des déplacements horizontaux entre le piédroit droit et le piédroit gauche a été constatée. Le piédroit droit, côté massif présente des valeurs 2 fois plus élevées (en valeur absolue) par rapport au piédroit gauche. Cet écart augmente au fur et à mesure que le déconfinement augmente. Cette différence d'amplitude des valeurs de part et d'autre de l'ouvrage peut être interprétée comme le résultat de la déstabilisation plus importante du massif à l'amont, associée à un déconfinement plus poussé du massif encaissant.

Au niveau de l'amplitude des déplacements verticaux et horizontaux au sein du massif, on peut constater la tendance légèrement plus forte des déplacements horizontaux plus importants par rapport aux déplacements verticaux. Cette observation est en adéquation avec le principe de glissement de terrain ou la composante horizontale des déplacements est la composante principale.

### *2) Valeurs des déplacements au niveau de l'excavation :*

L'analyse des déplacements au niveau des points caractéristiques de l'ouvrage (voir Figure 59) a permis de souligner plusieurs résultats.

Pour un ouvrage situé en base du versant (situation d) à une distance de 1,5D de la surface, les valeurs des critères ($C_H$ et $C_V$), caractérisant la convergence, augmentent lorsque la valeur du déconfinement (λ) avant la pose de la structure augmente (Tableau 15).

| Déconfinement λ (%) | $C_H$ (m) | $C_V$ (m) |
|---|---|---|
| 0 | 0,00 | 0,00 |
| 20 | 0,03 | 0,06 |
| 40 | 0,10 | 0,09 |
| 60 | 0,31 | 0,21 |
| 80 | **0,69** | **0,49** |

**Tableau 15.** Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation en fonction du déconfinement – Cas d'un tunnel en base de versant.

Les vecteurs de translation horizontale et verticale des points caractéristiques complètent l'étude portant sur l'impact du creusement du tunnel et du déconfinement associé sur la déstabilisation du massif au voisinage de l'ouvrage (Figure 80).

Graphiquement on observe qu'à partir d'un déconfinement de l'ordre de 50% l'écart entre la convergence horizontale et verticale devient plus significatif.

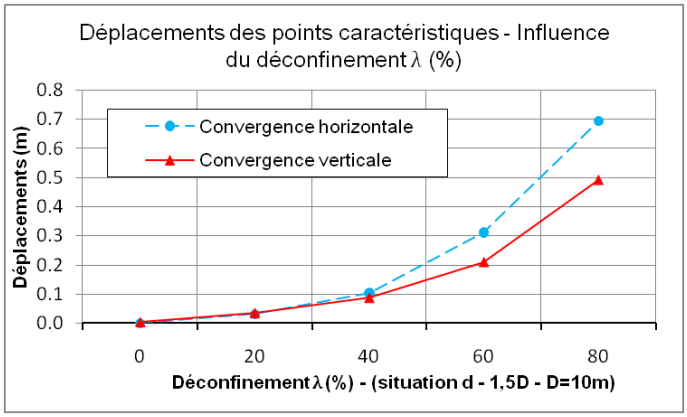



**Figure 80.** Valeurs des déplacements des points caractéristiques de l'ouvrage (voir Figure 59) – Influence du déconfinement pour un tunnel en base du versant (situation d).

Après avoir présenté l'influence du déconfinement sur les déplacements au sein du massif et au voisinage de l'ouvrage, l'étude des déformations de cisaillement et des points plastiques au sein du massif est présentée.

## B. *Déformations au sein du versant - (points plastiques et déformations de cisaillement).*

Les évolutions des déformations de cisaillement et des points plastiques au sein du massif en fonction du déconfinement de l'excavation avant la mise en place de la structure, montrent une influence significative du déconfinement autorisé sur la déstabilisation du versant (Figure 81). Au voisinage de la surface du versant, le développement d'une première bande de cisaillement entre la base du versant et l'ouvrage conduit également à la formation d'une surface de rupture parallèlement à la surface du versant et se propageant vers l'amont.

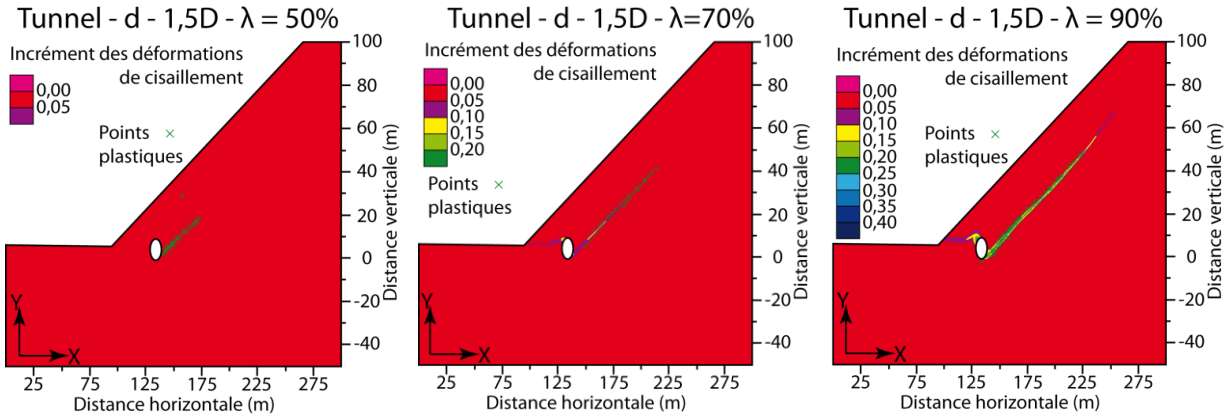



**Figure 81.** Déformations de cisaillement (shear strain increment) au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence du déconfinement autorisé pour le massif encaissant de l'ouvrage pour une distance de l'ouvrage à la surface du versant de 1,5D – Distorsion des images v/h=2.

Au voisinage de l'ouvrage, les déformations importantes de cisaillement identifiées pour des déconfinements importants sont localisées en naissance gauche de la voûte (117°<θ<144°) et en naissance droite du radier (306°<θ<342°). Ces localisations correspondent au niveau des inversions de signe des valeurs des déplacements au sein du versant.

# II. Influence du déconfinement sur le revêtement de l'ouvrage.

## A. *Déplacements et déformations de l'ouvrage.*

### *1) Déplacements en paroi avant la pose de la structure (convergence) :*

En absence de toute structure, l'influence du déconfinement autorisé en paroi de l'ouvrage est représentée par les convergences en paroi et par le vecteur de translation moyen des points de la section excavée (Figure 82).

Le taux de déconfinement avant la mise en place de la structure influence directement l'amplitude des convergences avant la pose de la structure. Pour un ouvrage situé en base du versant (d) à une distance de 1,5D de la surface du versant, on constate une augmentation des convergences lorsque le déconfinement augmente. Ces convergences autour de la section deviennent plus hétérogènes à mesure que le déconfinement augmente. Pour cette étude on constate une forte convergence au niveau de la naissance gauche de la voûte (θ ≈ 135°) lorsque le déconfinement autorisé est important.

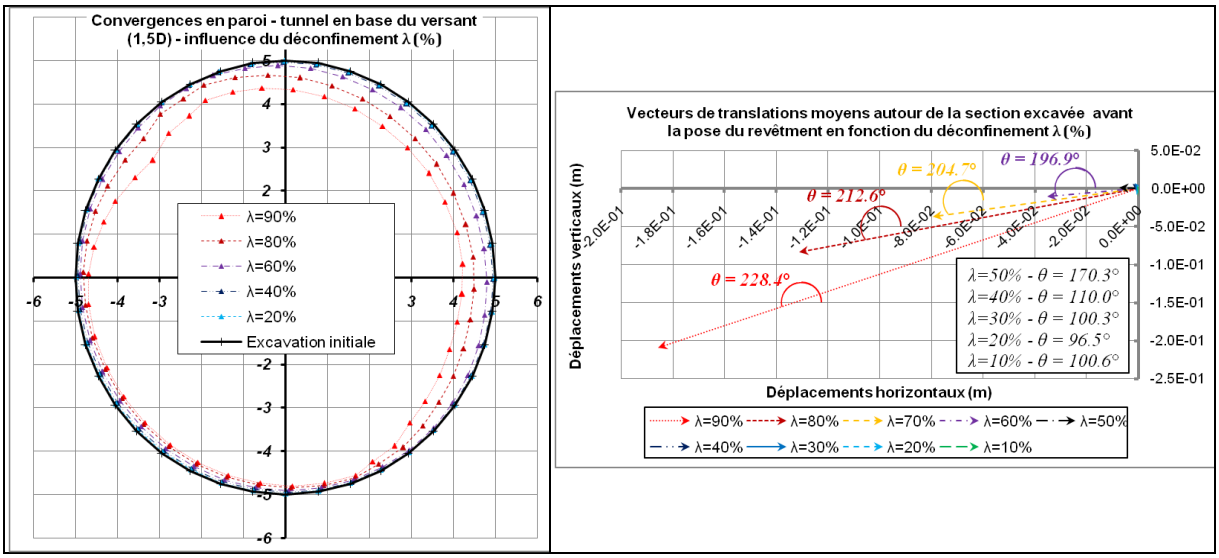



**Figure 82.** Convergences en paroi de l'excavation de l'ouvrage et vecteurs de translation moyens de la section excavée – Influence du déconfinement λ (%) avant la pose du revêtement (pour λ<50% les convergences sont faibles et pas lisibles sur les figures).

L'augmentation du déconfinement provoque une augmentation de l'amplitude des convergences et conduit à une orientation des vecteurs de translation moyens de la section excavée parallèle au versant (θ = 210°).

### *2) Déplacements de la structure de revêtement de l'ouvrage dans le versant :*

Après la mise en place de la structure de l'ouvrage, le déconfinement du terrain encaissant influence également le déplacement ultérieur du revêtement au sein du versant. La Figure 83 illustre les déplacements constatés de la structure en fonction du déconfinement précédemment autorisé dans le cas d'étude d'un tunnel situé en base du versant à une distance de 1,5D de la surface du versant.

L'augmentation du déconfinement avant la mise en place du revêtement provoque une réduction des déplacements ultérieurs de la structure au sein du versant. Au niveau des vecteurs de translation moyens de la structure, l'augmentation du déconfinement jusqu'à λ=50° provoque une augmentation de l'angle θ jusqu'à une valeur de l'ordre de 102° – 107°. Autrement dit, pour des déconfinement importants, l'ouvrage tend à se déformer vers la surface du versant (θ = 120°).

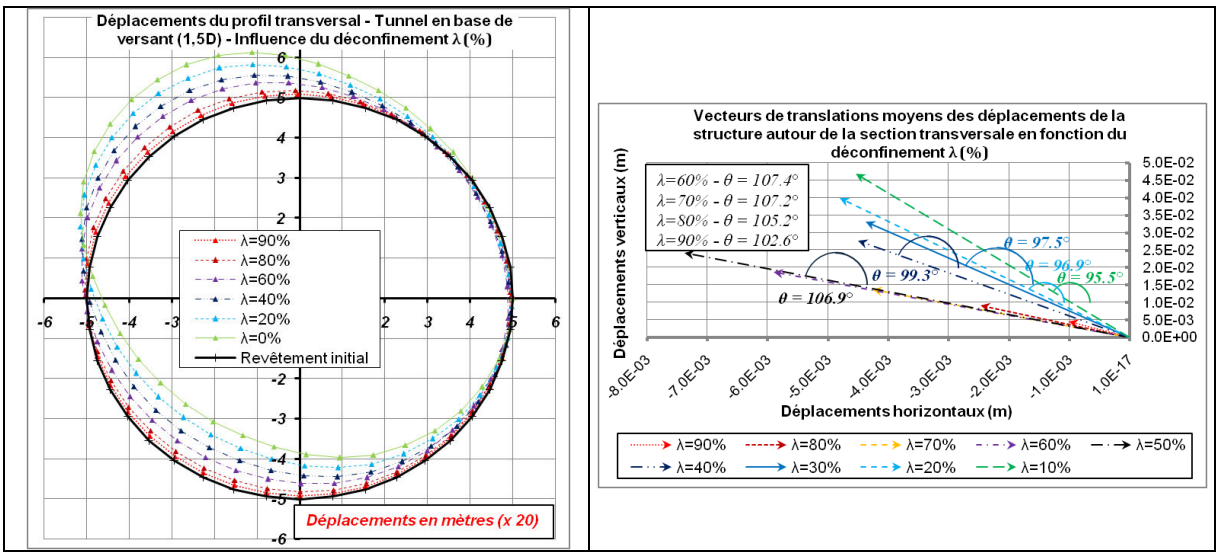



**Figure 83.** Déplacements du profil transversal et vecteurs de translation moyens de la structure autour du profil transversal – Influence du déconfinement λ (%) avant la pose du revêtement (pour λ>80% les convergences sont faibles et ne sont pas lisibles sur les figures).

### *3) Déformations des éléments constitutifs de la structure de revêtement :*

La mise en place de la structure de soutènement s'accompagne d'une interaction de la structure avec l'encaissant de l'ouvrage. Elle se traduit par une mise en charge progressive de la structure à mesure que la convergence continue de se réaliser (Fine, J., 1998). En fonction du déconfinement autorisé, les déformations dans la structure varient. La Figure 84 illustre les déformations des éléments constitutifs de la structure en fonction du déconfinement précédemment autorisé avant la pose du revêtement, dans le cas d'étude d'un tunnel situé en base du versant, à une distance de 1,5D de la surface du versant.

L'augmentation du déconfinement avant la pose de la structure de revêtement provoque une diminution des déformations et des forces axiales agissant sur les éléments poutres de la structure. L'augmentation des convergences en paroi, associée à la réduction des déformations des éléments constitutifs de la structure, est en adéquation avec le principe de la théorie convergence-confinement.

Quelque soit la valeur de déconfinement autorisée, on constate que les éléments de la structure subissent tous une extension (ε < 0). Cette extension est maximale au niveau de la naissance droite du radier et en naissance gauche de la voûte. A l'inverse, les portions de la section transversale proche d'un état de raccourcissement sont situées au niveau de la naissance droite de la voûte et en naissance gauche du radier.

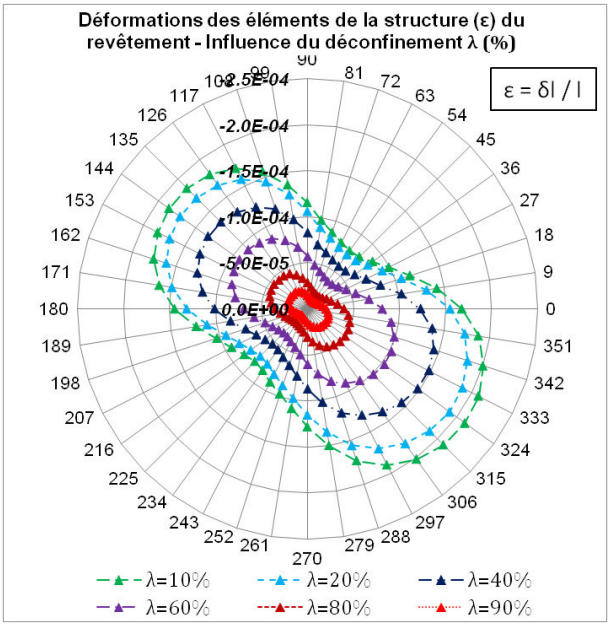



**Figure 84.** Représentation radiale des déformations des éléments (ε) de la structure du revêtement – Influence du déconfinement λ (%) avant la pose du revêtement.

## B. *Efforts dans la structure de revêtement.*

### *1) Forces axiales :*

La Figure 85 présente l'évolution des forces axiales sur la section transversale en fonction du déconfinement autorisé avant la mise en place de la structure.

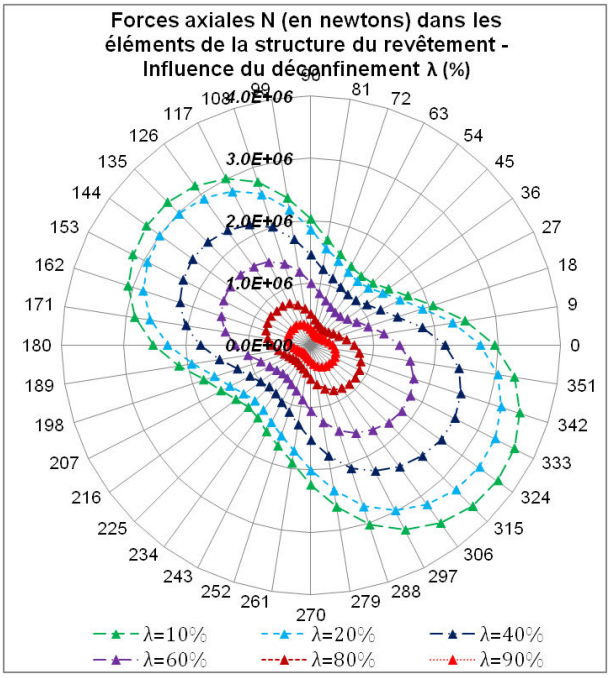



**Figure 85.** Représentation radiale des forces axiales internes N aux éléments de la structure du revêtement– Influence du déconfinement λ (%) avant la pose du revêtement.

L'augmentation du déconfinement autorisé, accompagnée de la réduction des déformations des éléments, s'accompagne également d'une réduction des forces axiales internes des éléments poutres de la structure.

Pour cette situation du tunnel dans le versant, la structure de l'ouvrage est soumise uniquement à de la compression. Elle est maximale au niveau de la naissance droite du radier et en naissance gauche de la voûte. La compression diminue lorsque le déconfinement avant la mise en place de la structure augmente.

### 2) *Forces de cisaillement :*

La Figure 86 présente l'évolution des forces de cisaillement sur la section transversale en fonction du déconfinement autorisé avant la mise en place de la structure.

L'augmentation du déconfinement avant la mise en place de la structure provoque comme pour les forces axiales, une réduction des forces de cisaillement, lesquelles deviennent également plus homogènes autour de l'ouvrage. Cependant pour des déconfinements importants (λ > 60%), on peut constater de fortes variations latérales des valeurs des forces de cisaillement en naissance gauche de la voûte (108° < θ < 144°) et en naissance droite du radier (288° < θ < 315°). Ces deux localisations sur le profil transversal correspondent aux jonctions des fortes déformations de cisaillement au sein du massif avec l'ouvrage.

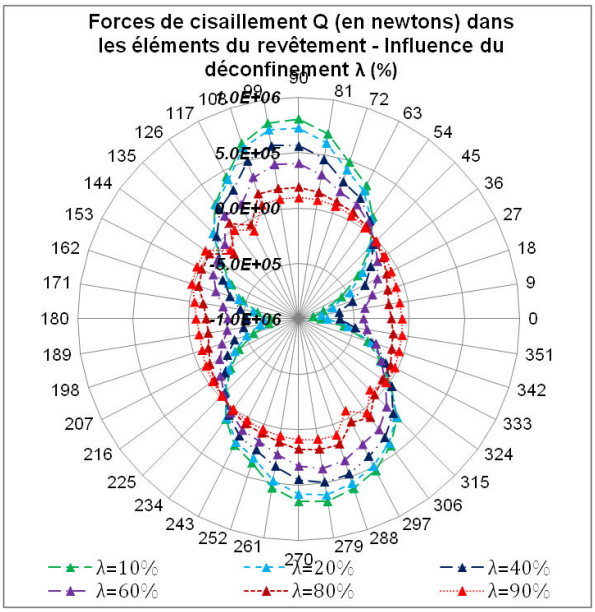



**Figure 86.** Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q aux éléments de la structure du revêtement – Influence du déconfinement λ (%) avant la pose du revêtement.

### 3) *Analyse des efforts – capacité de chargement de la structure :*

L'application de la méthode de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) avec les efforts enregistrés autour de la section transversale est illustrée à la Figure 87.

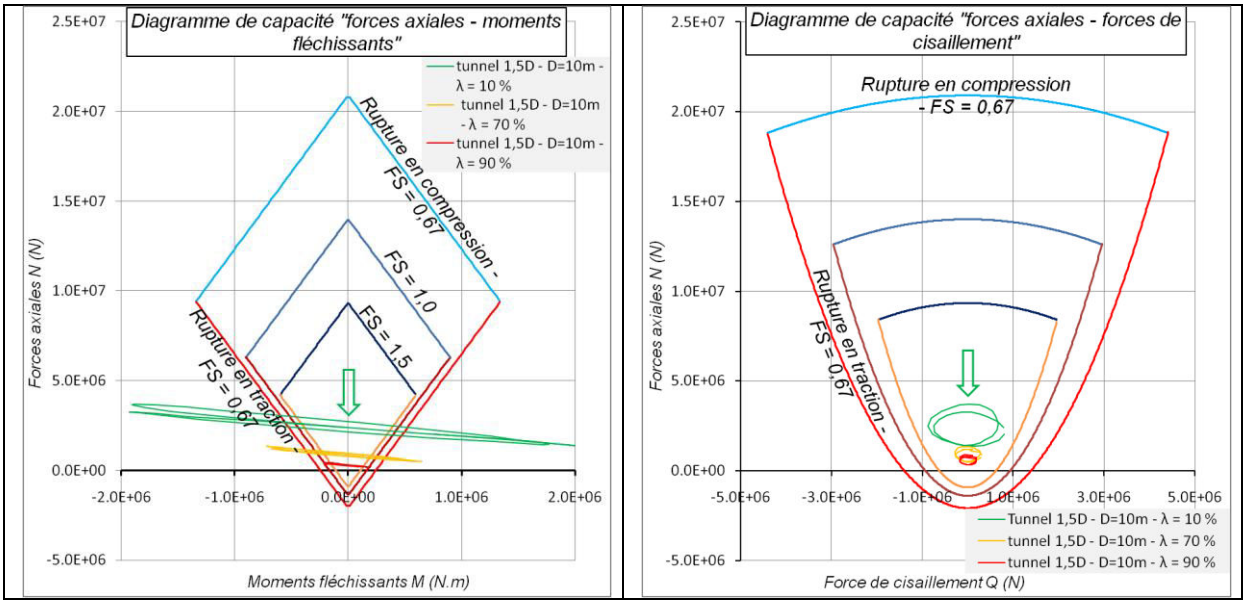



**Figure 87.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence du déconfinement λ (%) avant la pose du revêtement.

On rappelle que les critères de rupture illustrés correspondent à une résistance à la compression de ($\sigma_c$=20MPa) et une résistance à la traction de ($\sigma_t$=-2MPa). Ces valeurs sont fixées arbitrairement à des fins de représentation graphique.

Pour un ouvrage situé en base du versant à une distance à la surface du versant de 1,5D on remarque qu'une augmentation du déconfinement provoque une forte diminution des efforts lorsque l'ouvrage est plus bas dans le versant.
Bien que le critère de déconfinement du massif au voisinage de l'ouvrage soit difficile à quantifier, il semble important à prendre en compte dans le cadre d'une interaction d'un ouvrage avec une instabilité gravitaire.

### *3.2.3. Influence de la taille et de la forme de l'ouvrage.*

## I. Influence de la taille et de la forme de l'ouvrage sur la stabilité du versant.

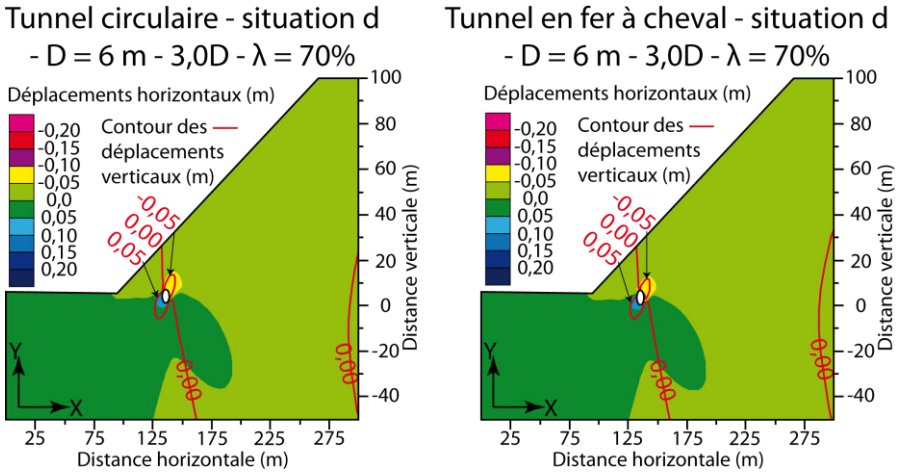
Cette étude a pour objectif d'analyser l'influence de la dimension de l'ouvrage et de sa forme sur l'interaction de sa structure avec le mouvement au sein du versant. Dans un premier temps, il est intéressant d'analyser l'influence de la taille de l'ouvrage pour une même situation relative de l'ouvrage dans le versant, autrement dit à une même distance par rapport à la surface du versant (3,0D). Dans un second temps, l'ouvrage de plus faible dimension (D = 6 m) est comparé avec l'ouvrage de référence (D = 10 m – 1,5D) de l'étude 3.2.1 ou Figure 72 pour une situation au sein du versant sensiblement proche.
Pour l'étude de l'influence de la forme de l'ouvrage, le tunnel circulaire de faible dimension (D = 6m) est comparé avec un ouvrage de forme en « fer à cheval », tous deux situés à une même distance par rapport à la surface du versant (3,0D).

### *A. Déplacements au sein du versant.*

#### *1) Déplacements horizontaux et verticaux :*

L'évolution des déplacements horizontaux et des courbes d'iso-valeurs des déplacements verticaux au sein du versant, en fonction de la dimension de l'ouvrage circulaire et également de la forme de sa section est illustrée ci-dessous (Figure 88).

L'influence de la taille du maillage au niveau de la zone raffinée, pour les ouvrage de 10 mètres de diamètre situés en base du versant à une distance de 1,5D et 3,0D de la surface du versant, semble faible (Figure 58 & Figure 88). Le maillage plus fin au voisinage de ces ouvrages dans le cas de cette étude semble légèrement augmenter l'amplitude des déplacements au voisinage des tunnels.



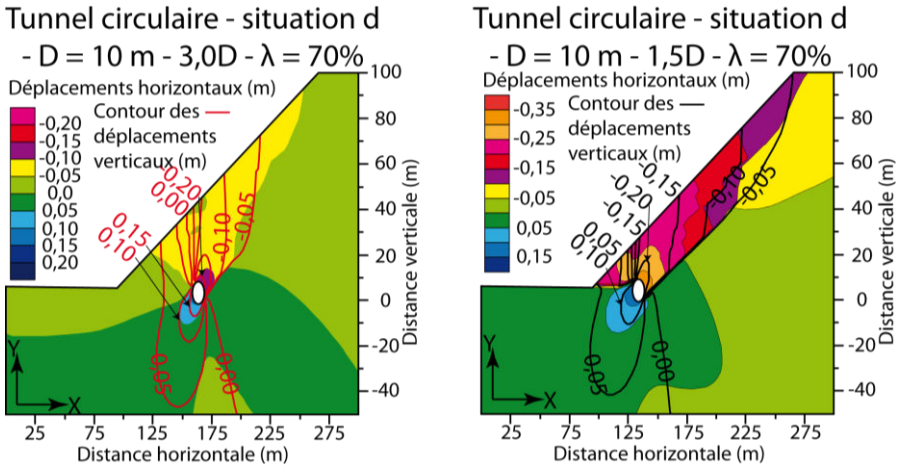



**Figure 88.** Déplacements horizontaux et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence de la forme et de la dimension de l'ouvrage pour une situation en base de versant et une distance de 3,0D (D varie) à la surface du versant – Distorsion des images v/h=2.

*Influence de la taille de l'ouvrage :*

A l'échelle du versant, les déplacements horizontaux et verticaux diminuent fortement lorsque la taille de l'ouvrage est réduite de 40%. Cette réduction des déplacements est d'autant plus marquée lorsque l'on compare les ouvrages de taille différente, situés à une distance de la surface du versant proche (15 à 18 m) (Figure 88).

A l'échelle des ouvrages, les valeurs des déplacements pour l'ouvrage de faible dimension (D=6m) sont comparables à celles relatives à l'ouvrage situé à une distance de 1,5D (D=10m) de la surface du versant. L'amplitude des déplacements est cependant beaucoup plus faible compte tenu de la déstabilisation du versant moins prononcée dans le cas de l'ouvrage de petite taille.

*Influence de la forme :*

A l'échelle du versant et également à l'échelle des ouvrages, l'influence de la forme de la section excavée sur les déplacements horizontaux et les courbes d'iso-valeurs des déplacements verticaux est faible. L'amplitude des déplacements obtenus pour une galerie de section circulaire et ceux relatifs à une excavation en forme de fer à cheval sont sensiblement proches (Figure 88).

***2) Déplacements au niveau de l'excavation :***

L'influence de la taille du maillage au niveau de la zone raffinée, pour les ouvrages de 10 mètres de diamètre situés en base du versant à une distance de 1,5D et 3,0D de la surface du versant, semble faible (Tableau 13 & Tableau 16). Il entraîne généralement une modification de la valeur de la deuxième décimale des valeurs des critères.

La réduction de la taille de l'ouvrage entraîne une diminution de la valeur des deux critères ($C_H$) *et* ($C_V$). Cette réduction des déplacements est encore plus importante lorsque l'on compare le tunnel de 6 m de diamètre situé à une distance de 3,0D à la surface du versant avec celui de 10 m de diamètre ayant une situation au sein du versant sensiblement proche (15 m de la surface du versant).

Le passage d'une forme circulaire à une forme de type « fer à cheval » entraîne une très légère augmentation du critère ($C_H$). Cette valeur légèrement plus importante dans le cas de l'ouvrage en « fer à cheval » peut être le résultat du rayon de courbure plus faible au niveau des piédroits, comparé à l'ouvrage de forme circulaire.

| Déconfinement λ = 70 % | $C_H$ (m) | $C_V$ (m) |
|---|---|---|
| Circulaire 1,5D-D=10m | 0,51 | 0,36 |
| Circulaire 3,0D-D=10m | 0,35 | 0,42 |
| Circulaire 3,0D-D=6m | 0,19 | 0,16 |
| Fer à cheval 3,0D-D=5-6m | 0,21 | 0,14 |

**Tableau 16.** Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation en fonction de la taille et la forme de l'ouvrage.

Les déplacements horizontaux et verticaux des points caractéristiques complètent l'étude de l'influence de la taille et de la forme de l'ouvrage sur la déstabilisation du massif (Figure 89).

Au niveau des déplacements en paroi, la réduction de la taille de l'ouvrage de 10 m à 6 m de diamètre provoque une réduction de 2 à 3 fois des convergences mesurées. Il est possible de constater une similitude entre l'ouvrage de petite dimension situé à une distance de 3,0D de la surface du versant et celui de référence situé à une distance de 1,5D de la surface du versant. Ces deux ouvrages sont sujets à une plus forte convergence horizontale comparée à la convergence verticale.

La modification de la forme de l'ouvrage influence moins les convergences en paroi que la modification de la taille de l'ouvrage. Le choix d'un ouvrage de type « fer à cheval » plutôt que circulaire accentue légèrement la différence des déplacements entre le profil vertical et horizontal.

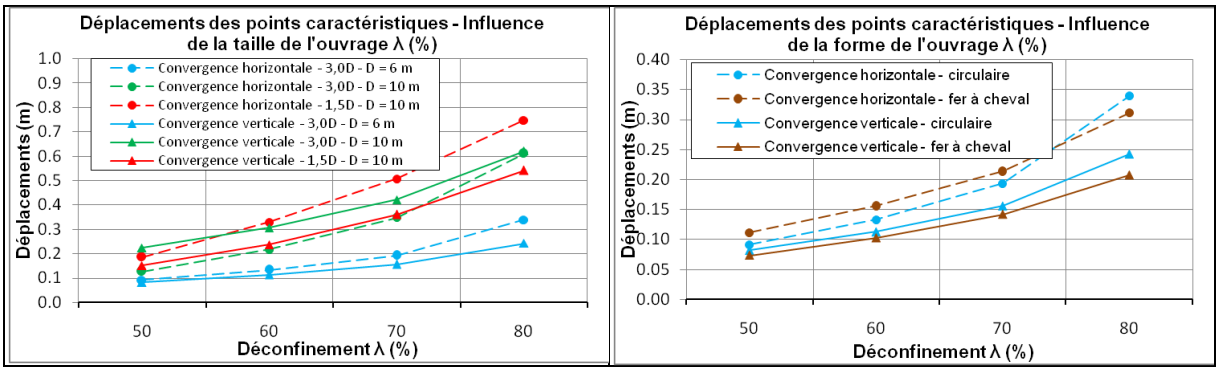
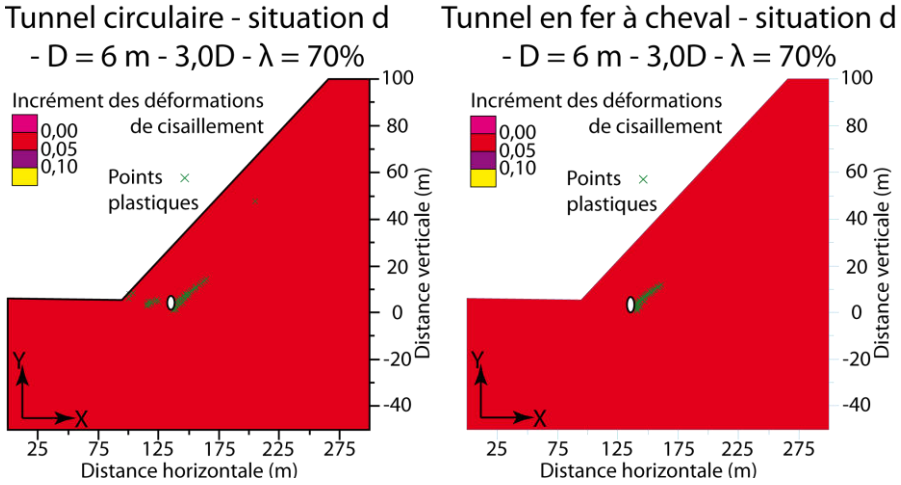



**Figure 89.** Valeurs des déplacements des points caractéristiques de l'ouvrage (voir Figure 59) – Influence de la forme et de la dimension de l'ouvrage pour une situation en base de versant et à une distance de 3,0D (D varie) à la surface du versant.

### B. *Déformations au sein du versant - (points plastiques et déformations de cisaillement).*

L'analyse des déformations de cisaillement et des points plastiques au sein du massif confirme les observations précédentes : la réduction de la taille de l'ouvrage circulaire entraîne une augmentation de l'état de stabilité du versant. La modification de la forme de l'ouvrage affecte peu la déstabilisation du versant (Figure 90).



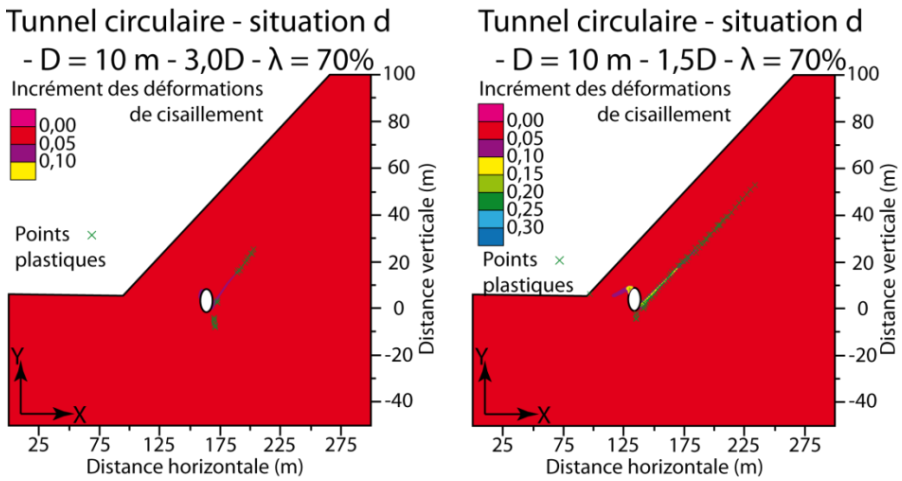



**Figure 90.** Déformations de cisaillement (shear strain increment) au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence de la forme et de la dimension de l'ouvrage pour une situation en base de versant et à une distance à la surface du versant de 3,0D et 1,5D – Distorsion des images v/h=2.

Après avoir présenté l'influence de la forme et de la taille de l'ouvrage sur la stabilité du versant et au voisinage de l'ouvrage, l'incidence de ces caractéristiques de l'ouvrage sur les efforts, déplacements et déformations est présentée.

## II. Influence de la taille et de la forme du tunnel sur le revêtement de l'ouvrage.

Dans le contexte d'un versant proche de l'état instable, la forme de la section excavée ainsi que ses dimensions influencent la réponse de la structure face à la déstabilisation du versant.

### *A. Déplacements et déformations de l'ouvrage.*

#### *1) Déplacements en paroi avant la pose de la structure (convergence) :*

Lors de la phase de creusement et de déconfinement du terrain encaissant, l'état des contraintes autour de l'ouvrage ainsi que la forme et la taille de la section excavée influencent le niveau des convergences en paroi. Ce critère d'interprétation de l'interaction d'un ouvrage avec une instabilité du versant caractérise la phase d'attente avant la pose du revêtement.

Pour les ouvrages de 10 mètres de diamètre situés en base du versant à une distance de 1,5D et 3,0D de la surface du versant, l'influence de la précision du maillage sur les convergences en paroi au niveau de la zone raffinée est de l'ordre de $10^{-2}$ m. L'orientation des vecteurs de translation moyens des points de la section excavée varient d'environ 10° lorsque la précision du maillage varie (Figure 65 & Figure 91). Le maillage plus fin au voisinage de ces ouvrages dans le cas de cette étude augmente l'amplitude des convergences avant la pose de la structure. Enfin le maillage plus fin au niveau de la zone raffinée de cette étude donne une précision angulaire plus forte de l'ordre d'un point de mesure pour 5,6° contre un point de mesure pour 9° angulaire pour les phases d'études précédentes.

L'amplitude des déplacements autour du profil de la section permet d'analyser la variation du taux de convergence en fonction de la position autour de la section excavée. Les vecteurs de translation moyens des différentes sections excavées définissent, pour les différents types d'ouvrages, les directions principales et l'amplitude des déplacements en paroi (Figure 91).

L'analyse des résultats pour un ouvrage situé en base du versant (d) permet de remarquer que l'amplitude des convergences en paroi diminue lorsque la taille de l'ouvrage est réduite.

Cette diminution des amplitudes varie autour de la section. Elle est importante au niveau du piédroit droit de l'ouvrage.

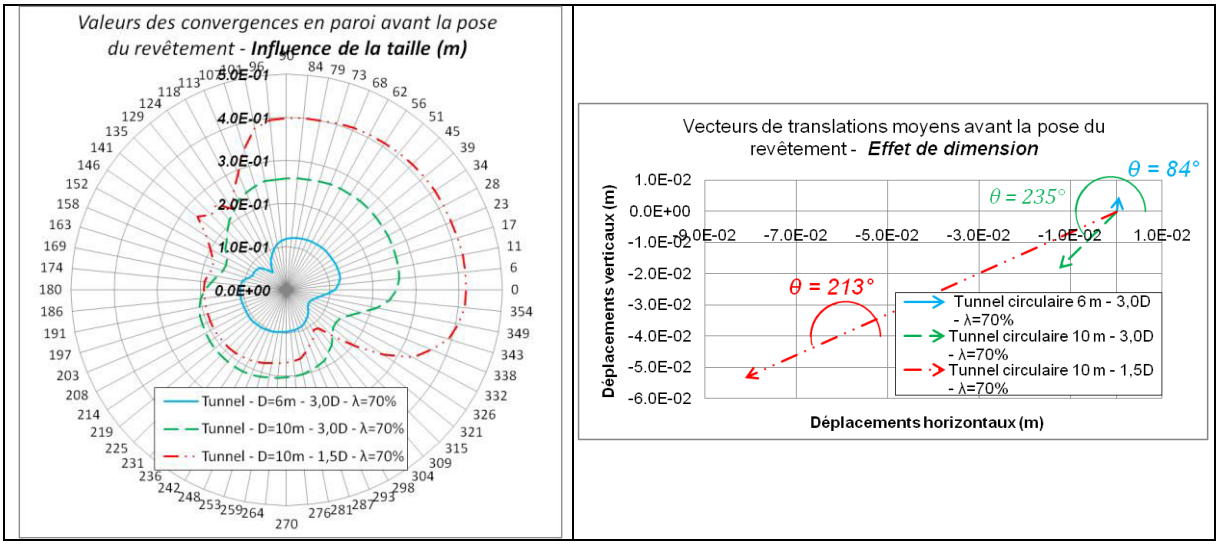



**Figure 91.** Représentation radiale des valeurs de convergences en paroi de la section excavée et vecteurs de translation moyens de la section excavée – Influence de la taille de l'ouvrage situé en base du versant (situation d).

Au niveau des vecteurs de translation moyens de la section excavée, l'ouvrage de faible dimension est sujet à des déplacements orientés plus verticalement. Ils se rapprochent de ceux observés pour l'ouvrage situé à 1,5D de la surface du versant et subissant un déconfinement beaucoup moins important (Figure 65). Pour l'ouvrage de faible dimension situé à une distance de 3,0D de la surface du versant, l'autorisation d'un déconfinement de l'ordre de λ=80% a permis de retrouver une orientation parallèle à la pente du versant (θ=206°). En conclusion, pour le déconfinement autorisé de λ=70%, la plus faible dimension de l'ouvrage provoque une déstabilisation moins importante du versant et des convergences différentes autour de la section excavée.

Le passage d'une section circulaire à une section en « fer à cheval » provoque une légère augmentation des amplitudes des convergences en paroi de l'excavation principalement au niveau du piédroit droit (Figure 92). De plus, la diminution des convergences en paroi constatée pour 310°<θ<340° est légèrement décalée lors du changement de la forme de la section. Pour un ouvrage de type « fer à cheval » la forme particulière de la section provoque une forte réduction des convergences en base du piédroit droit (θ = 310°).

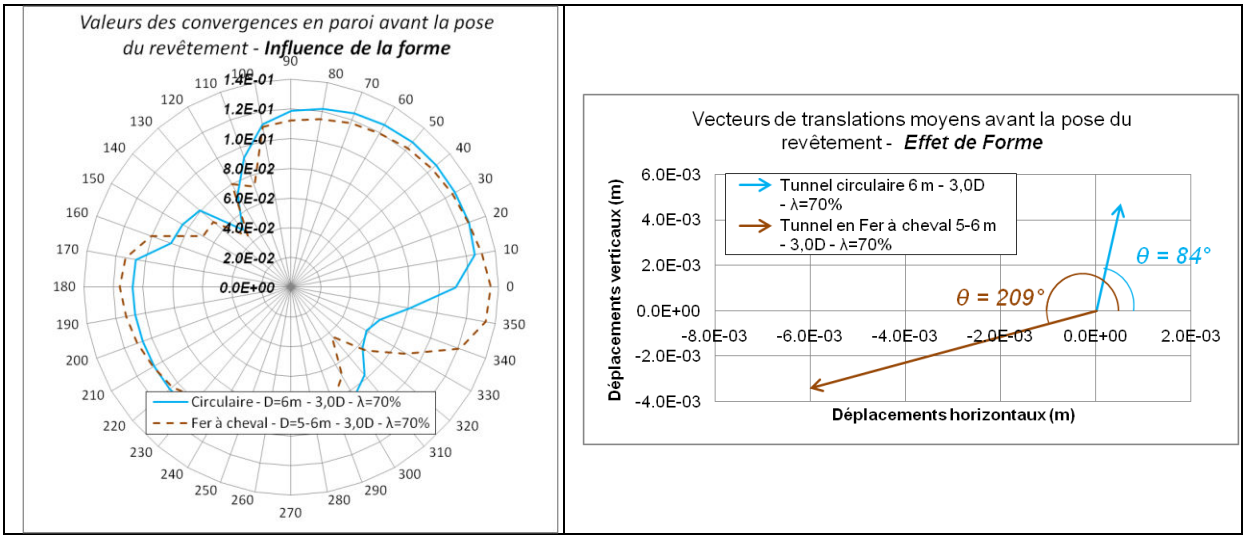



**Figure 92.** Représentation radiale des valeurs de convergences en paroi de la section excavée et vecteurs de translation moyens de cette section – Influence de la forme de l'ouvrage.

Au niveau des vecteurs de translation moyens, on constate que l'orientation de ce vecteur pour la section de type « fer à cheval » est proche de celui constaté pour l'ouvrage de 10 mètres de diamètre situé à une distance de 1,5D de la surface du versant. Du fait de la forme spécifique de l'ouvrage de type « fer à cheval » caractérisée par une hauteur plus importante que sa largeur d'ouverture, la convergence horizontale est plus importante que la convergence verticale.

### *2) Déplacements de la structure de revêtement de l'ouvrage dans le versant :*

Après avoir mis en place la structure de l'ouvrage, la taille et la forme de la section excavée influencent également le déplacement du revêtement. La Figure 93 illustre l'amplitude des déplacements constatés de la structure en fonction de la taille et la forme de l'ouvrage pour des ouvrages situés en base du versant à différentes distances à la surface du versant.

L'influence de la taille du maillage au niveau de la zone raffinée, pour les ouvrage de 10 mètres de diamètre situés en base du versant à une distance de 1,5D et 3,0D de la surface du versant, sur les déplacements de la structure, est de l'ordre de $10^{-4}$ à $10^{-5}$ m. De plus la variation angulaire de l'orientation (θ) des vecteurs de translation moyens des ouvrages situés à une distance de 1,5D et 3,0D de la surface du versant est faible (1,4° entre les deux phases d'études) (Figure 67 et Figure 94).

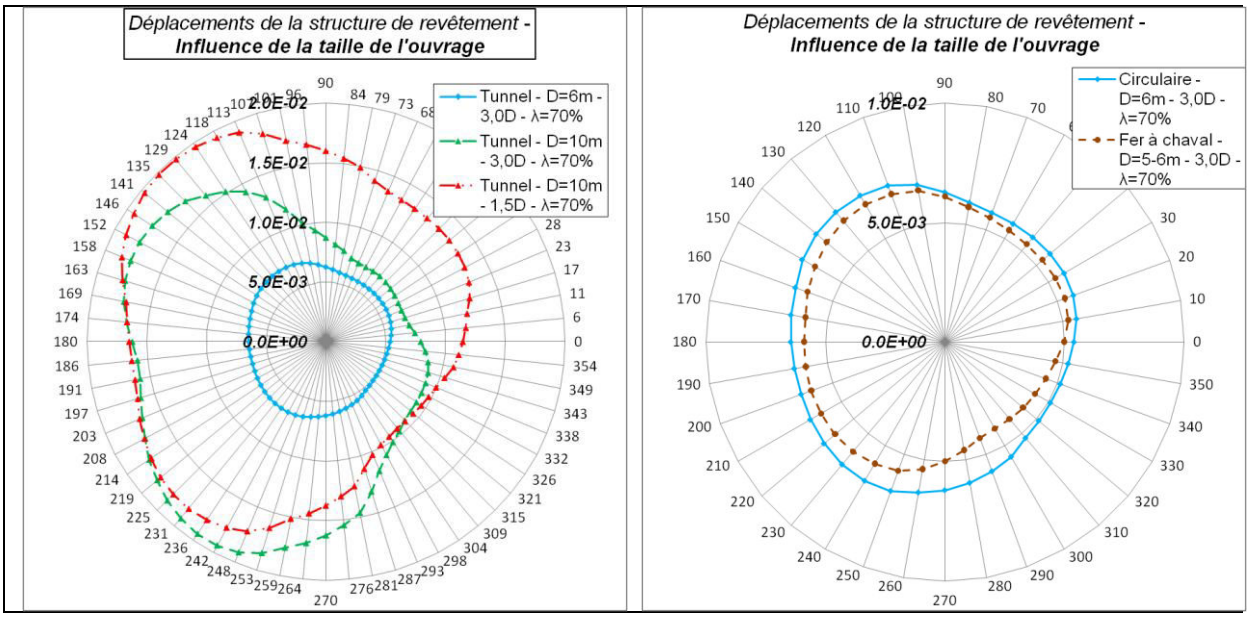



**Figure 93.** Représentation radiale des déplacements au niveau du profil transversal de la structure – Influence de la taille et de la forme de l'ouvrage situé en base du versant.

La réduction de la taille de la section excavée entraîne une réduction des déformations de la structure de 1,5 à 3 fois comparée à un ouvrage ayant la même situation au sein du versant. Le choix de la forme de type « fer à cheval » de la section excavée plutôt que circulaire entraîne une amplitude des déplacements de la structure moins importante. Celle-ci doit être contrebalancée par une convergence moyenne légèrement supérieure pour la section en « fer à cheval ». Pour ce dernier cas, on constate enfin que les plus fortes amplitudes des déplacements sont situées au niveau de la voûte côté versant et au contraire sont minimales au niveau de la base du piédroit droit côté massif.

En analysant l'impact de la modification de la taille et de la forme de l'ouvrage sur les déplacements de la structure, on constate l'influence plus significative de la modification de la dimension de l'ouvrage (Figure 94). Au niveau des vecteurs de translation moyens des déplacements de la structure, la réduction de la taille de l'ouvrage provoque, outre la réduction des déplacements, une orientation des vecteurs identique pour les ouvrages ayant la même situation dans le versant.

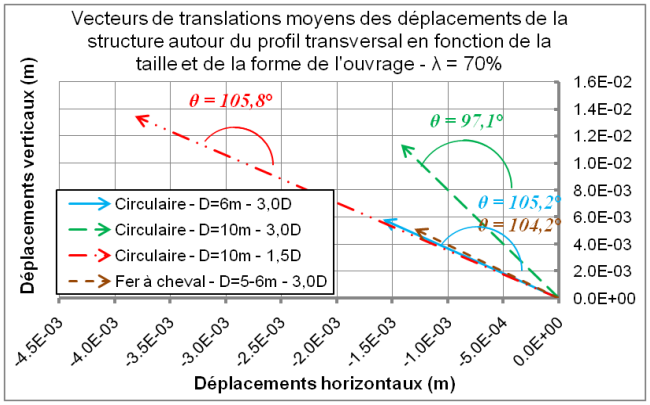



**Figure 94.** Vecteurs de translation moyens des déplacements de la structure autour du profil transversal – Influence de la forme et de la taille de l'ouvrage situé en base du versant.

### *3) Déformations des éléments constitutifs de la structure de revêtement :*

La mise en place de la structure de soutènement s'accompagne d'une interaction de la structure avec l'encaissant de l'ouvrage. En fonction des déplacements de la structure dans le versant et des déplacements durant la phase de relaxation, les efforts et déformations dans la structure varient. La Figure 95 illustre les déformations des éléments constitutifs de la structure en fonction de la taille et de la forme de l'ouvrage.

L'influence de la taille du maillage au niveau de la zone raffinée, pour les ouvrages de 10 mètres de diamètre situés en base du versant à une distance de 1,5D et 3,0D de la surface du versant, sur les déformations relatives de la structure est de l'ordre de $10^{-6}$ à $10^{-8}$, soit 1 à 3 ordres de grandeur plus faibles que les valeurs enregistrées.

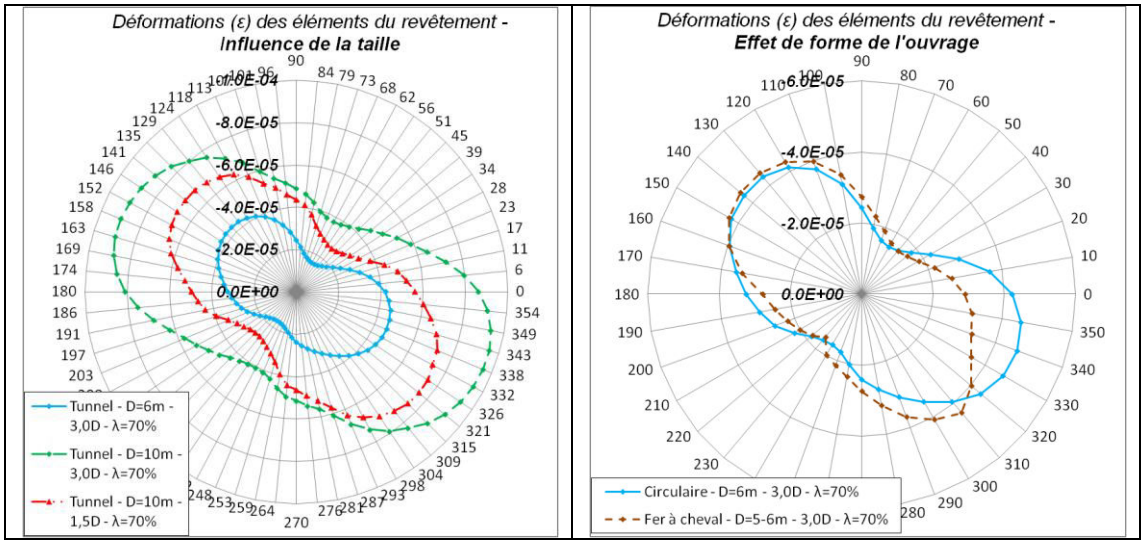



**Figure 95.** Représentation radiale des déformations des éléments (ε) de la structure du revêtement – Influence de la forme et de la taille de l'ouvrage situé en base du versant.

La réduction de la taille du tunnel pour une situation identique provoque une diminution des déformations dans les éléments poutres de la structure. De même, du fait de la plus forte convergence au niveau des parois pour un tunnel de type « fer à cheval », les déformations (ε) sont moins importantes. Cette réduction des déformations des éléments, due au changement de forme, est principalement localisée en base du piédroit droit (310°<θ<20°).

## *B. Efforts dans la structure de revêtement.*

### *1) Forces axiales :*

La Figure 96 présente l'évolution des forces axiales sur la section transversale en fonction de la taille et la forme de la section excavée. La réduction de la taille de l'ouvrage s'accompagne d'une réduction des forces axiales des éléments poutres de la structure.

L'influence de la taille du maillage au niveau de la zone raffinée, pour les ouvrages de 10 mètres de diamètre situés en base du versant à une distance de 1,5D et 3,0D de la surface du versant, sur les forces axiales dans les éléments, est de l'ordre de 1kN à 70kN.

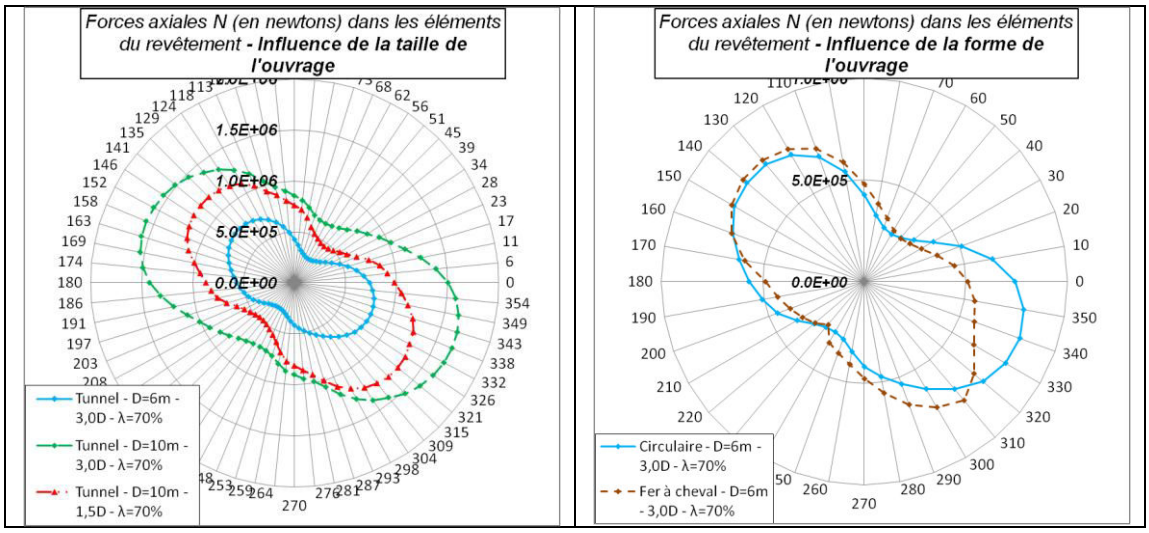



**Figure 96.** Représentation radiale des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement – Influence de la forme et de la taille de l'ouvrage situé en base du versant.

La modification de la forme de la section provoque une forte variation angulaire des valeurs des efforts de compression au niveau de la base du piédroit droit.

### *2) Forces de cisaillement :*

La Figure 97 présente l'évolution des forces de cisaillement sur la section transversale en fonction de la taille et la forme de la section excavée.

L'influence de la taille du maillage au niveau de la zone raffinée pour les ouvrages de 10 mètres de diamètre situés en base du versant à une distance de 1,5D et 3,0D de la surface du versant sur les forces de cisaillement dans les éléments de la structure est de l'ordre de 3,8 kN à 131 kN. Cette différence des valeurs de cisaillement enregistrées pour une même position angulaire correspond à la naissance de la voûte côté versant (θ=135°).

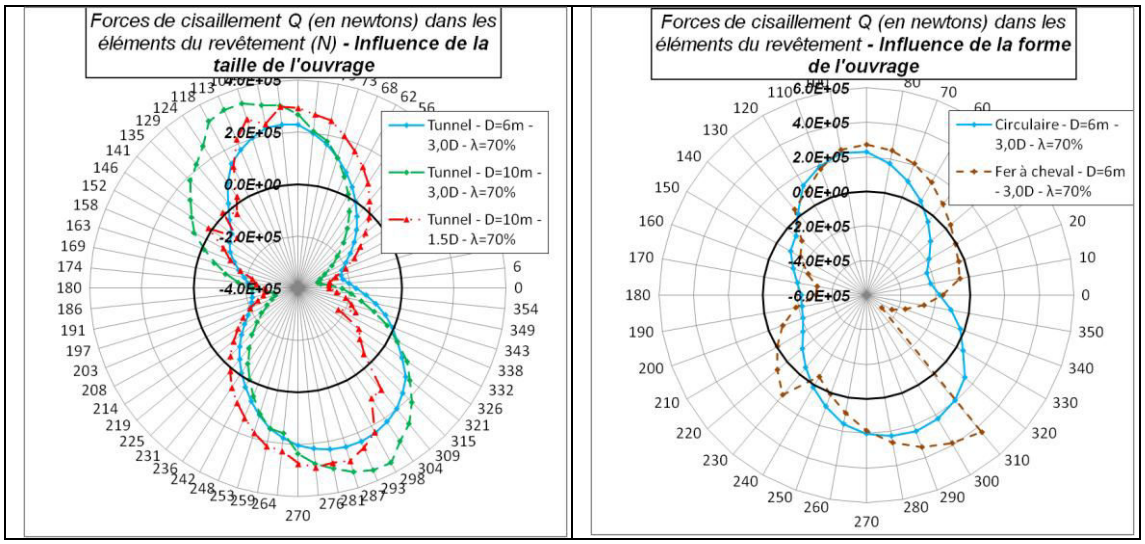



**Figure 97.** Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q dans les éléments de la structure du revêtement – Influence de la forme et de la taille de l'ouvrage situé en base du versant.

La réduction de la taille de l'ouvrage permet une distribution plus homogène des valeurs des forces de cisaillement dans les éléments de la structure autour du profil. L'ouvrage de faible dimension ne subit pas les fortes variations angulaires des valeurs de cisaillement dans les

éléments contrairement à l'ouvrage de 10 mètres de diamètre situé à 1,5D de la surface du versant.

Le passage d'une section de type circulaire à une section en « fer à cheval » provoque le développement de très fortes variations angulaires des forces de cisaillement au niveau de la base du piédroit droit (θ=315°). Cette situation en base du piédroit droit coïncide avec la zone subissant des fortes déformations de cisaillement au sein du terrain encaissant.

### *3) Analyse des efforts – capacité de chargement de la structure :*

L'application de la méthode de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) avec les efforts enregistrés autour de la section transversale est illustrée à la Figure 98.

On rappelle que les critères de rupture illustrés correspondent à une résistance à la compression de $\sigma_c$=20MPa et une résistance à la traction de $\sigma_t$=-2MPa. Ces valeurs sont fixées arbitrairement à des fins de représentation graphique.

La réduction des efforts associée à la diminution de la taille de l'ouvrage dépend fortement de la situation de l'ouvrage au sein du versant. Cette diminution est plus importante lorsque l'on compare le tunnel de 6 mètres de diamètre avec celui de 10 mètres situé à 3,0D de la surface du versant.
Le passage d'une section de type circulaire à une section en « fer à cheval » provoque une augmentation des efforts particulièrement au niveau de la base des piédroits.

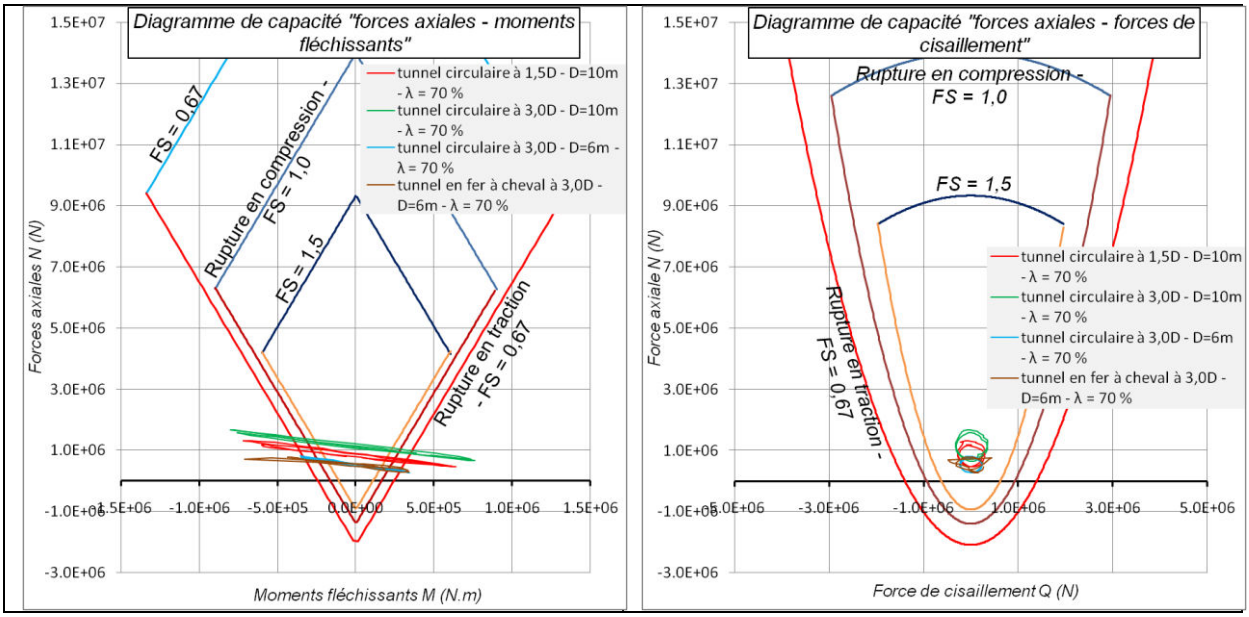



**Figure 98.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la forme et de la taille de l'ouvrage situé en base du versant.

Le choix de l'emplacement de l'ouvrage ainsi que de la dimension de l'ouvrage semble important à prendre en considération face au risque de déclenchement d'un mouvement de versant ou tout du moins d'interaction de l'ouvrage avec une instabilité de surface.
La forme de l'ouvrage de type « fer à cheval » n'entraîne pas une déstabilisation du versant beaucoup plus grande. Cependant elle est importante à considérer au niveau des efforts et déformations de la structure.

### *3.2.4. Influence de la prise en compte d'une auréole de déconfinement.*

## I. Influence de la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés autour de l'ouvrage sur la stabilité du versant.

L'objectif de cette étude consiste à analyser l'influence de la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés autour de l'ouvrage sur l'interaction de sa structure avec le mouvement au sein du versant. En fonction de la nature lithologique et structurale de l'encaissant, de la méthode de creusement et du phasage des travaux, le niveau d'endommagement de l'encaissant et son extension latérale varient.
Le déconfinement autorisé avant la pose du revêtement est limité à λ = 70%. Dans le cas de la prise en considération de l'EDZ (Excavation Damaged Zone) durant la phase de déconfinement, les propriétés mécaniques des terrains encaissants proches sont modifiées afin de simuler un endommagement du terrain (Tableau 12).

### *A. Déplacements au sein du versant.*

#### *1) Déplacements horizontaux et verticaux :*

L'évolution des déplacements horizontaux et verticaux au sein du versant, en présence ou non d'une auréole de terrains endommagés, est illustrée ci-dessous (Figure 99).

A l'échelle du versant, les déplacements horizontaux et verticaux augmentent lorsqu'une auréole de terrains endommagés est prise en compte. Cette augmentation des déplacements est relativement marquée, malgré la faible dimension de l'auréole.

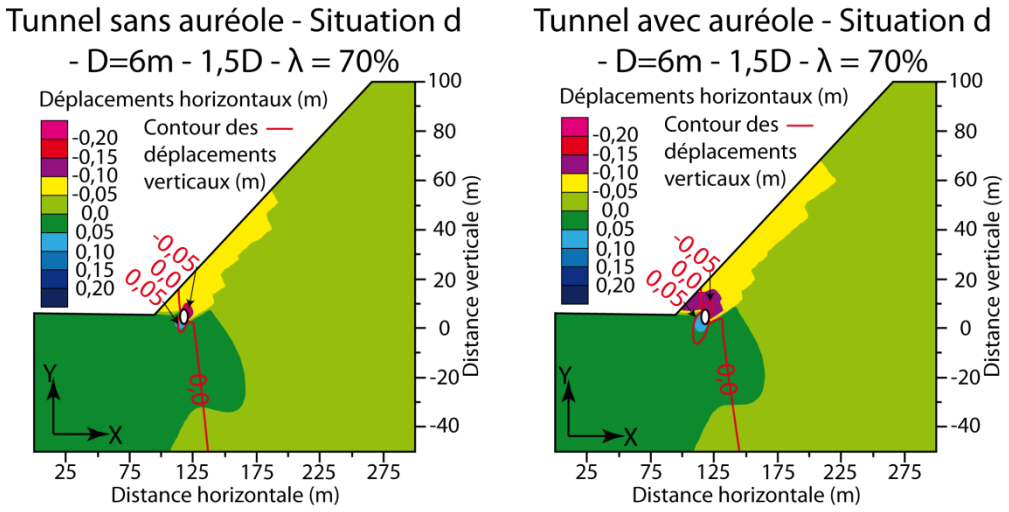



**Figure 99.** Déplacements horizontaux et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence de la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés pour une situation en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D – Distorsion des images v/h=2.

#### *2) Valeurs des déplacements au niveau de l'excavation :*

La prise en compte d'une EDZ entraîne une légère augmentation de la valeur des deux critères ($C_H$) *et* ($C_V$). Cette variation des déplacements affecte seulement la seconde décimale des valeurs ($10^{-2}$ m) (Tableau 17).

| Déconfinement λ = 70 % | $C_H$ (m) | $C_V$ (m) |
|---|---|---|
| Circulaire 1,5D - D=6m - Auréole | 0,22 | 0,14 |
| Circulaire 1,5D - D=6m – sans auréole | 0,19 | 0,12 |

**Tableau 17.** Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation en fonction de la prise en compte ou non d'une auréole EDZ.

Les déplacements horizontaux et verticaux des points caractéristiques complètent l'étude de l'influence de la prise en compte d'une EDZ sur la déstabilisation du massif (Figure 100).

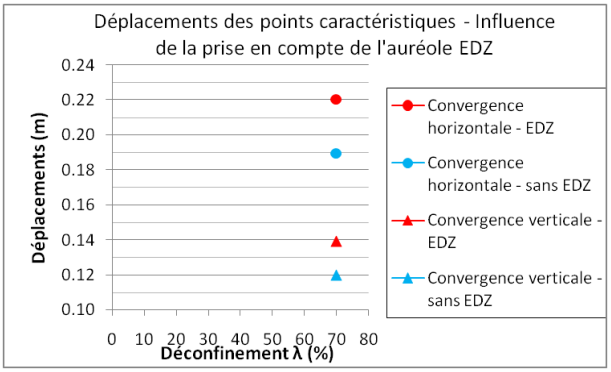



**Figure 100.** Valeurs des déplacements des points caractéristiques de l'ouvrage (voir Figure 59) – Influence de la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés pour une situation en base de versant et à une distance de la surface du versant de 1,5D.

Au niveau des déplacements en paroi, la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés provoque une légère augmentation des déplacements mesurés. Il semble que l'augmentation de la convergence horizontale soit légèrement supérieure par rapport à la convergence verticale.

Après avoir présenté l'influence de l'EDZ sur les déplacements au sein du massif et au voisinage de l'ouvrage, l'étude des déformations de cisaillement et des points plastiques au sein du massif est présentée.

### B. *Déformations au sein du versant - (points plastiques et déformations de cisaillement).*

L'analyse des déformations de cisaillement au sein du massif confirme les observations précédentes : la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés entraîne une augmentation des déformations de cisaillement localement au voisinage de la structure de l'ouvrage (Figure 101).

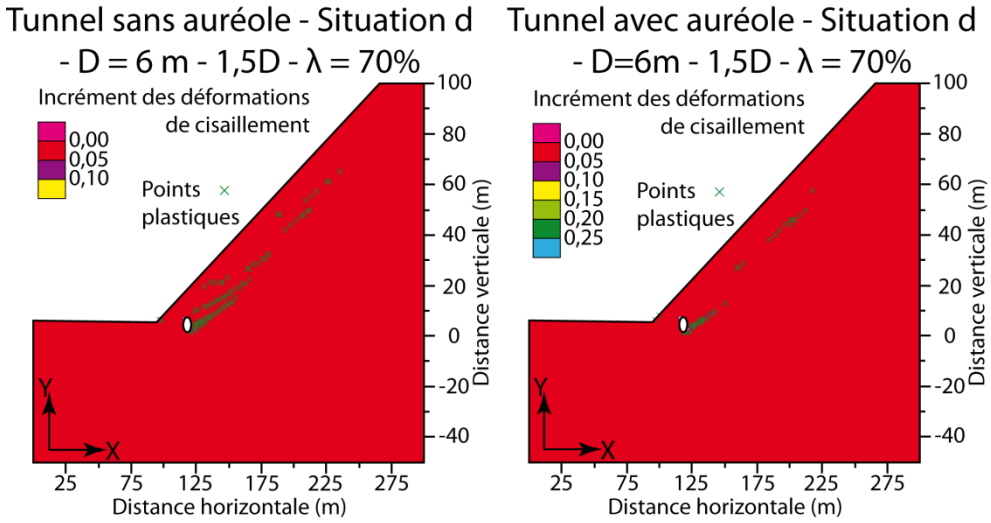



**Figure 101.** Déformations de cisaillement (shear strain increment) au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence de la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés pour une situation en base de versant et à une distance à la surface du versant de 1,5D – Distorsion des images v/h=2.

Après avoir présenté l'influence de la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés sur la stabilité du versant et au voisinage de l'ouvrage, son incidence sur les efforts, déplacements et déformations de la structure est présentée.

# II. Influence de la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés autour de l'ouvrage sur le revêtement de l'ouvrage.

Dans le contexte d'un versant proche de l'état instable, l'endommagement du massif encaissant au voisinage de l'excavation influencent la réponse de la structure face à la déstabilisation du versant.

## A. *Déplacements et déformations de l'ouvrage.*

### 1) *Déplacements en paroi avant la pose de la structure (convergence) :*

Lors de la phase de creusement et de déconfinement du terrain encaissant, l'intensité des convergences en paroi de l'excavation dépend également de l'extension de l'auréole de terrains endommagés autour de l'ouvrage. La géométrie circulaire autour de l'excavation est hypothétique. Les structures au sein du massif : hétérogénéités, anisotropies, orientation des principales discontinuités, influencent l'intensité de l'endommagement et son extension en profondeur au sein du massif. De même le phasage des travaux est susceptible d'influencer l'importance et l'extension de l'EDZ.

Tout comme l'étude de l'influence de la taille et de la forme de l'ouvrage, l'influence de l'EDZ sur l'interaction de l'ouvrage avec l'instabilité du versant est représentée grâce à l'amplitude des déplacements autour du profil de la section. Le vecteur de translation moyen définit la direction majeure et le sens des déplacements en paroi (Figure 102).

Il est possible de constater que l'amplitude des convergences en paroi augmente lorsque l'auréole de terrains endommagés est prise en compte. Cette augmentation varie en amplitude autour de la section. Globalement elle est plus importante côté amont (piédroit droit) que du côté aval (piédroit gauche). Au niveau de la naissance gauche de la voûte et en naissance droite du radier, l'EDZ provoque des déplacements en paroi plus importants et également une variation latérale plus franche.
L'EDZ entraîne aussi une orientation du vecteur de déplacement moyen vers la surface du versant.

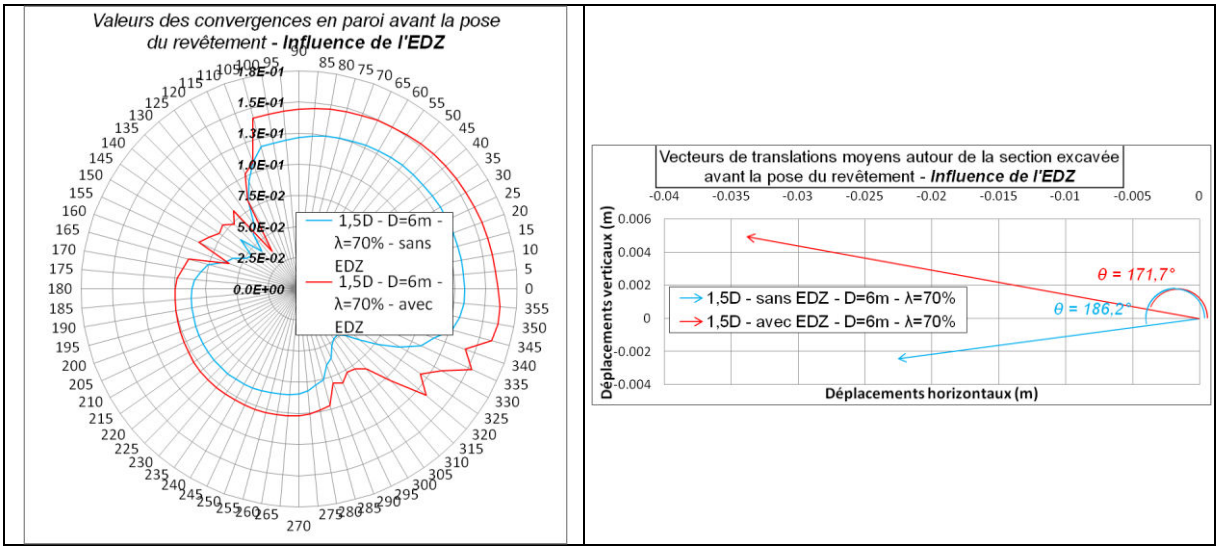



**Figure 102.** Représentation radiale des valeurs de convergence en paroi de l'excavation de l'ouvrage et vecteurs de translation moyens de la section excavée avant la pose du revêtement – Influence de la prise en compte d'une auréole de terrains endommagés pour une situation en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D.

En conséquence, la prise en considération d'une EDZ autour de l'ouvrage accentue les déplacements en paroi, lesquels deviennent plus hétérogènes et sujets à des évolutions verticales importantes.

### 2) *Déplacements de la structure de revêtement de l'ouvrage dans le versant :*

Après avoir mis en place la structure de l'ouvrage et le déconfinement du massif encaissant, l'EDZ influence également le déplacement du revêtement. La Figure 103 illustre l'amplitude des déplacements de la structure en fonction de la prise en compte ou non d'une auréole de terrains endommagés autour de l'ouvrage. Le vecteur de translation moyen du profil représente la direction générale des déplacements de la structure de l'ouvrage après sa mise en place.

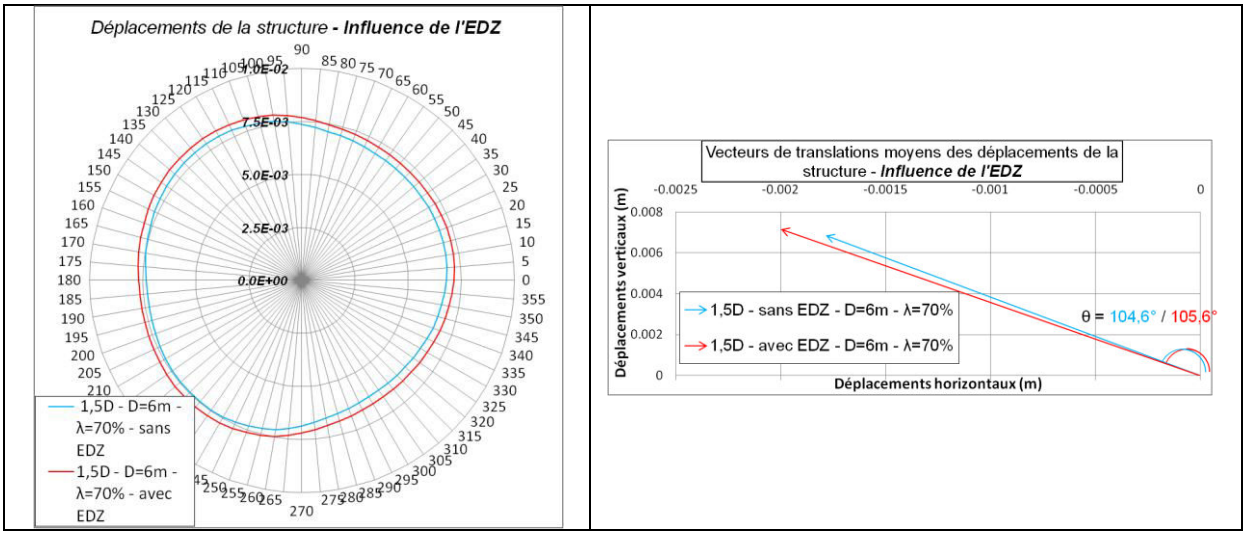



**Figure 103.** Représentation radiale des déplacements et vecteurs de translation moyens de la structure au niveau du profil transversal considéré – Influence de la prise en compte d'une auréole de déconfinement pour une situation en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D.

La prise en compte de l'auréole de terrains endommagés provoque une très légère augmentation des déplacements des différents points de la structure de l'ouvrage par rapport au cas où l'EDZ n'est pas prise en compte. Cette augmentation semble homogène et uniforme autour de l'ouvrage.
Au niveau des vecteurs de translation moyens de la structure autour du profil, le passage de la situation de l'ouvrage sans EDZ à celle la prenant en compte provoque, outre l'augmentation des déplacements, une légère augmentation de l'angle θ jusqu'à une valeur de l'ordre de 106°.

L'incidence de la prise en compte ou non de l'EDZ sur les déplacements de l'ouvrage et sur la convergence avant la pose du revêtement est plus significative en ce qui concerne la convergence.

### 3) *Déformations des éléments constitutifs de la structure de revêtement :*

La mise en place de la structure de soutènement ou de revêtement s'accompagne d'une interaction de la structure avec l'encaissant de l'ouvrage. En fonction des déplacements de la structure dans le versant et des déplacements durant la phase de relaxation, les efforts et les déformations dans la structure varient. La Figure 104 illustre les déformations des éléments constitutifs de la structure en fonction de la prise en compte ou non de l'EDZ.

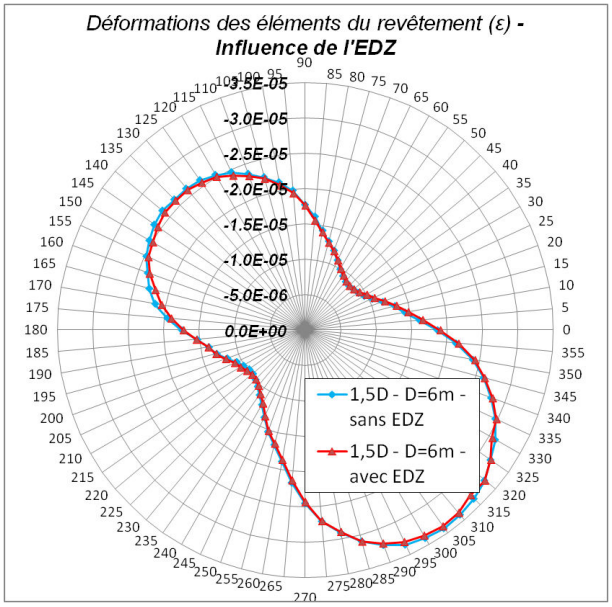



**Figure 104.** Représentation radiale des déformations des éléments (ε) de la structure du revêtement – Influence de la prise en compte d'une auréole de déconfinement pour une situation de l'ouvrage en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D.

Avec l'auréole de terrains endommagés, les déformations des éléments autour de l'ouvrage sont très légèrement plus faibles par rapport au cas où l'auréole n'est pas prise en considération.

## B. *Efforts dans la structure de revêtement.*

### *1) Forces axiales :*

La Figure 105 présente l'évolution des forces axiales sur la section transversale en fonction de la présence ou non d'une EDZ autour de la section excavée. La prise en compte de l'auréole de terrains endommagés autour de l'ouvrage s'accompagne d'une légère réduction des forces axiales dans les éléments poutres de la structure. Les plus fortes convergences et déplacements de la structure dans le cas avec EDZ ont permis une relaxation plus conséquente et des efforts et déformations des éléments de la structure moins importants.

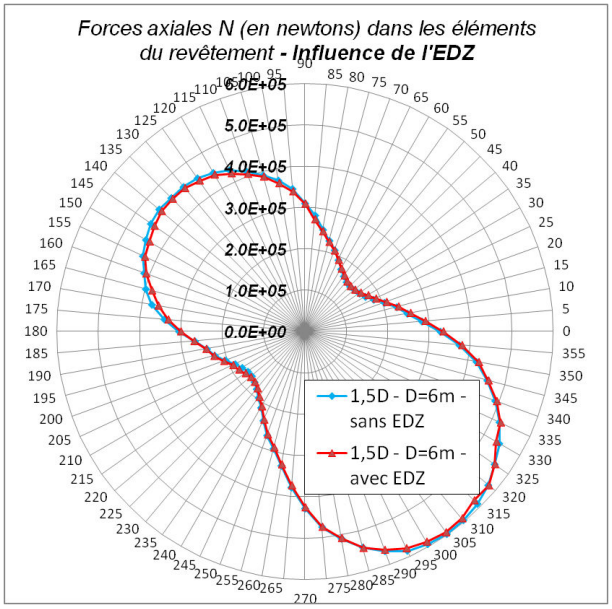



**Figure 105.** Représentation radiale des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement – Influence de la prise en compte d'une auréole de déconfinement pour une situation de l'ouvrage en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D.

### 2) *Forces de cisaillement :*

La Figure 106 présente l'évolution des forces de cisaillement sur la section transversale en fonction de la présence ou non d'une EDZ autour de la section excavée.

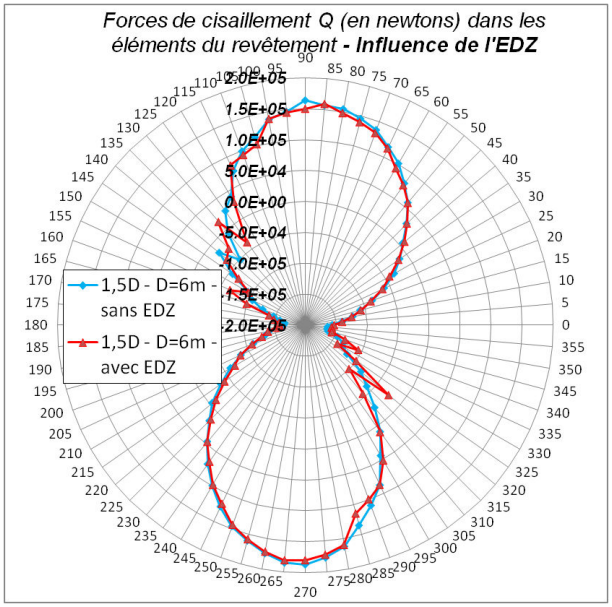



**Figure 106.** Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q dans les éléments de la structure du revêtement – Influence de la prise en compte d'une auréole de déconfinement pour une situation de l'ouvrage en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D.

La prise en compte de l'EDZ provoque une distribution plus hétérogène des valeurs des efforts de cisaillement autour du profil. Cette hétérogénéité et les forts écarts des valeurs sont surtout localisés en naissance gauche de la voûte et en naissance droite du radier. Au niveau de ces zones, la variation radiale des valeurs affecte une surface angulaire plus forte que le cas sans EDZ.

### 3) *Analyse des efforts – capacité de chargement de la structure :*

L'application de la méthode de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) avec les efforts enregistrés autour de la section transversale est illustrée à la Figure 107.

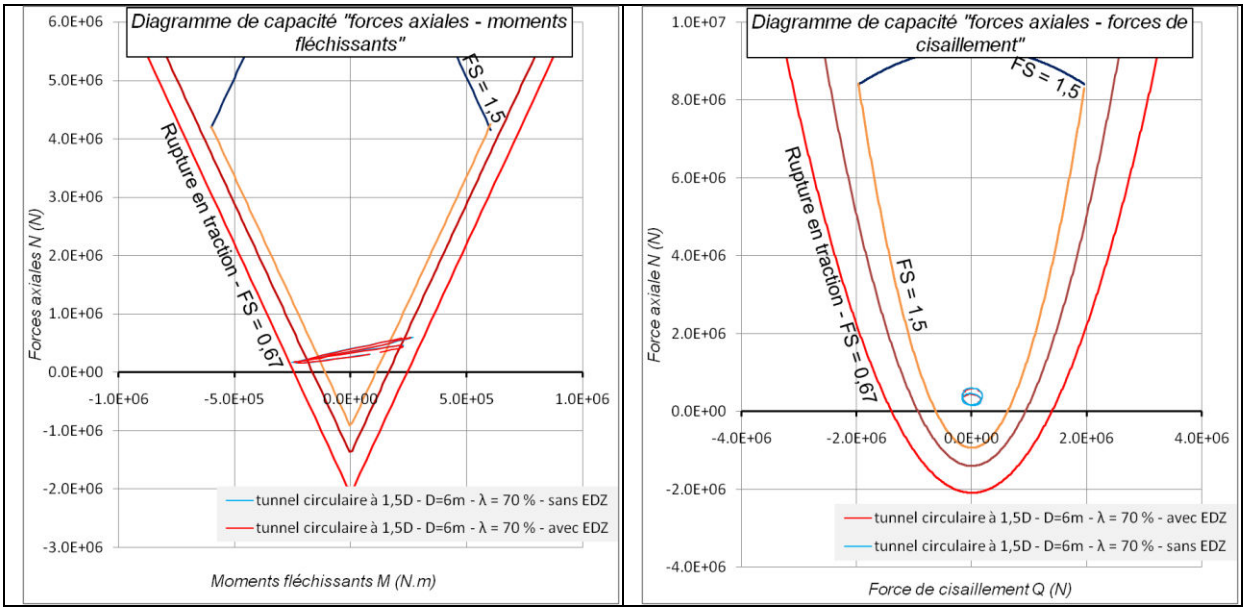



**Figure 107.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la prise en compte d'une auréole de déconfinement pour une situation de l'ouvrage en base de versant et une distance à la surface du versant de 1,5D.

On rappelle que les critères de rupture illustrés correspondent à une résistance à la compression $\sigma_c$=20MPa et une résistance à la traction $\sigma_t$=-2MPa. Ces valeurs sont fixées arbitrairement à des fins de représentation graphique.

La prise en compte de l'EDZ entraîne une très légère diminution des efforts au sein des éléments de la structure, laquelle n'est pas remarquable sur la Figure 107. Elle ne constitue pas un des critères majeurs pour l'interaction de l'ouvrage avec un mouvement de versant. Sa prise en compte favorise légèrement une déstabilisation plus poussée du versant et réduit légèrement les efforts et déformations de la structure.

## 3.3. Influences relatives aux conditions géologiques, géomorphologiques et hydrogéologiques et leurs évolutions au cours du temps.

### *3.3.1. Influence de la prise en compte des contraintes tectoniques.*

Les résultats de l'étude portant sur l'influence de la prise en compte des contraintes d'origine tectonique ont été réalisés avec le modèle (A) pour un tunnel de 10 mètres de diamètre situé en base du versant, à une distance à la surface du versant de 1,5D. La prise en compte de contraintes d'origine tectonique est effectuée en modifiant le coefficient $K_0$ avant la phase de mise en place des contraintes dans le modèle.

#### I. Influence de la situation de l'ouvrage sur la stabilité du versant.

##### *A. Déplacements au sein du versant.*

**1) *Déplacements horizontaux et verticaux :***

L'évolution des déplacements horizontaux et verticaux au sein du versant, en fonction de la valeur du coefficient $K_0$ est illustrée ci-dessous (Figure 108).

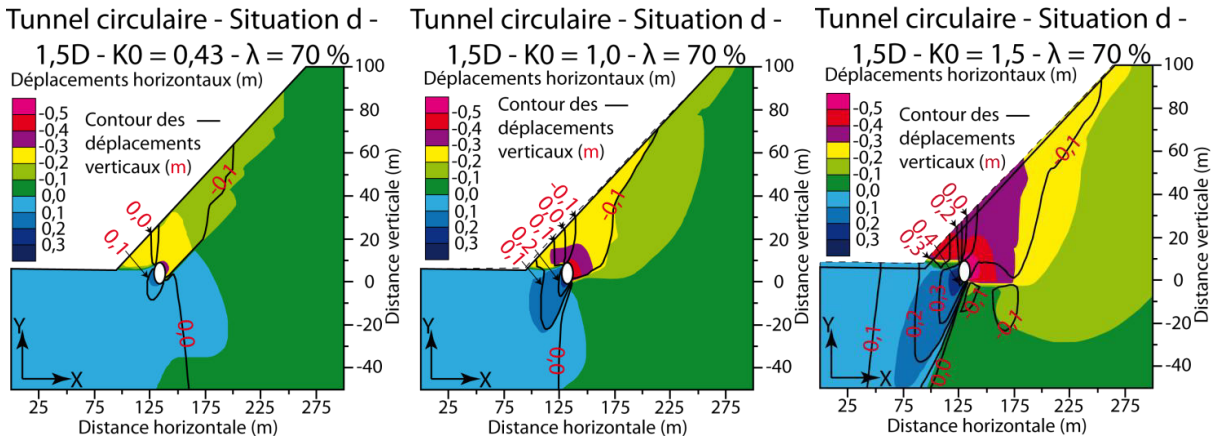



**Figure 108.** Déplacements horizontaux et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence de la variation du coefficient $K_0$ – Distorsion des images v/h=2.

A l'échelle du versant, les déplacements horizontaux et verticaux augmentent lorsque le coefficient $K_0$ augmente. L'augmentation des déplacements horizontaux est franchement significative.

A l'échelle des ouvrages, l'inversion de signe des déplacements montre une légère évolution lorsque le coefficient $K_0$ varie. Concernant les déplacements horizontaux, l'inversion des déplacements se produit pour θ = 130° - 135° et 140° lorsque $K_0$ équivaut respectivement à 0,43, 1,0 et 1,5.

### 2) *Déplacements au niveau de l'excavation :*

L'augmentation de la valeur du coefficient $K_0$ provoque une augmentation de la valeur des convergences horizontales et verticales ($C_H$ *et* $C_V$). La variation des valeurs est plus significative horizontalement que verticalement (Tableau 18).

| Déconfinement λ = 70 % | $C_H$ (m) | $C_V$ (m) |
|---|---|---|
| $K_0$ = 0,43 – D=10m – 1,5D | 0,48 | 0,33 |
| $K_0$ = 1,0 – D=10m – 1,5D | 0,70 | 0,37 |
| $K_0$ = 1,5 – D=10m – 1,5D | 0,88 | 0,47 |

**Tableau 18.** Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation en fonction de la valeur du coefficient $K_0$.

Les déplacements horizontaux et verticaux des points caractéristiques complètent l'étude de l'influence de la valeur du coefficient $K_0$ sur la déstabilisation du massif (Figure 109).

Au niveau des déplacements en paroi, l'augmentation du coefficient $K_0$ provoque un accroissement des convergences mesurées. Comme pour les études antérieures, il semble que l'évolution de la convergence horizontale soit supérieure à la convergence verticale.

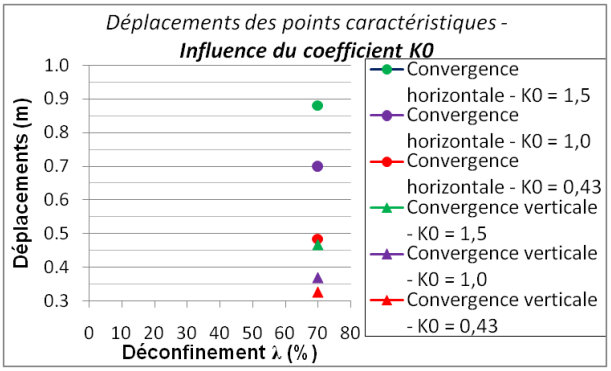



**Figure 109.** Valeurs des déplacements des points caractéristiques de l'ouvrage (voir Figure 59) – Influence de la variation du coefficient $K_0$.

Après avoir présenté l'influence de l'évolution de $K_0$ sur les déplacements au sein du massif et au voisinage de l'ouvrage, l'étude des déformations de cisaillement et des points plastiques au sein du massif sont présentées.

#### B. *Déformations au sein du versant - (points plastiques et déformations de cisaillement).*

Les déformations de cisaillement au sein du massif influencent fortement la déstabilisation du versant. La Figure 110 permet de remarquer l'incidence de la variation du coefficient $K_0$ sur l'endommagement au sein du massif.

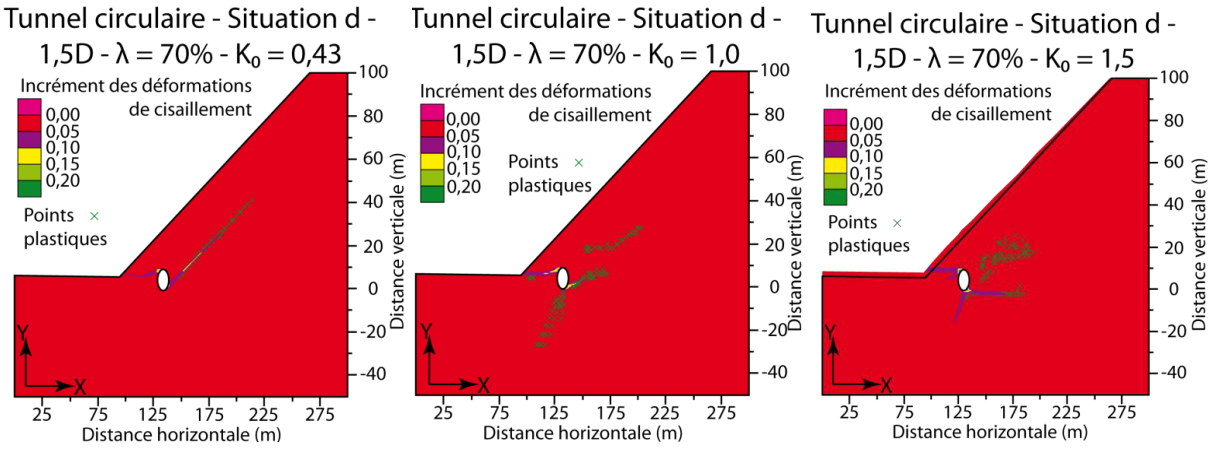



**Figure 110.** Déformations de cisaillement (shear strain increment) au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence de la variation du coefficient $K_0$ – Distorsion des images v/h=2.

Lorsque le coefficient $K_0$ augmente, la bande de cisaillement se développant en naissance droite du radier et remontant parallèlement à la pente du versant disparaît. Elle est remplacée par des déformations se propageant horizontalement ou en dessous de l'ouvrage.

En conclusion, la variation de l'état de contrainte provoquée par le changement de la valeur du coefficient $K_0$ affecte fortement l'orientation du développement des déformations de cisaillement au sein du massif encaissant, contrôlant ainsi le mode de rupture du versant.

Après avoir présenté l'influence de l'évolution du coefficient $K_0$ sur la stabilité du versant et au voisinage de l'ouvrage, son incidence sur les efforts, déplacements et déformations de la structure est présentée.

## II. Influence de la prise en compte des contraintes tectoniques sur le revêtement de l'ouvrage.

Dans le contexte d'un versant proche de l'état instable, la prise en compte de l'état de contrainte régnant au sein du massif influence fortement la réponse de la structure face à la déstabilisation du versant.

### A. *Déplacements et déformations de l'ouvrage.*

#### *1) Déplacements en paroi avant la pose de la structure (convergence) :*

L'influence de la variation du coefficient $K_0$ sur l'interaction de l'ouvrage avec l'instabilité du versant est représentée au niveau des convergences par l'amplitude des déplacements autour du profil de la section. Le vecteur de translation moyen définit la direction majeure et le sens des déplacements en paroi (Figure 111).

L'augmentation de la valeur du coefficient $K_0$ provoque un accroissement des amplitudes des déplacements en paroi. Cette augmentation n'est pas uniforme autour de la section, elle varie. Les plus forts déplacements sont localisés du côté amont (piédroit droit) et sont légèrement plus faibles du côté aval (piédroit gauche). L'écart des valeurs des déplacements entre le piédroit droit et le piédroit gauche diminue lorsque $K_0$ augmente, sauf au niveau de la naissance gauche de la voûte et en naissance droite du radier. A ces niveaux, la variation latérale des déplacements devient plus franche lorsque $K_0$ augmente.
Au niveau du vecteur de translation moyen, on constate en plus de l'augmentation de l'amplitude lorsque $K_0$ augmente, une orientation du vecteur dirigée vers la surface du versant. En d'autres termes, l'augmentation du coefficient $K_0$ accentue de manière plus importante les déplacements en paroi au niveau de la base du piédroit droit en direction de la surface du versant.

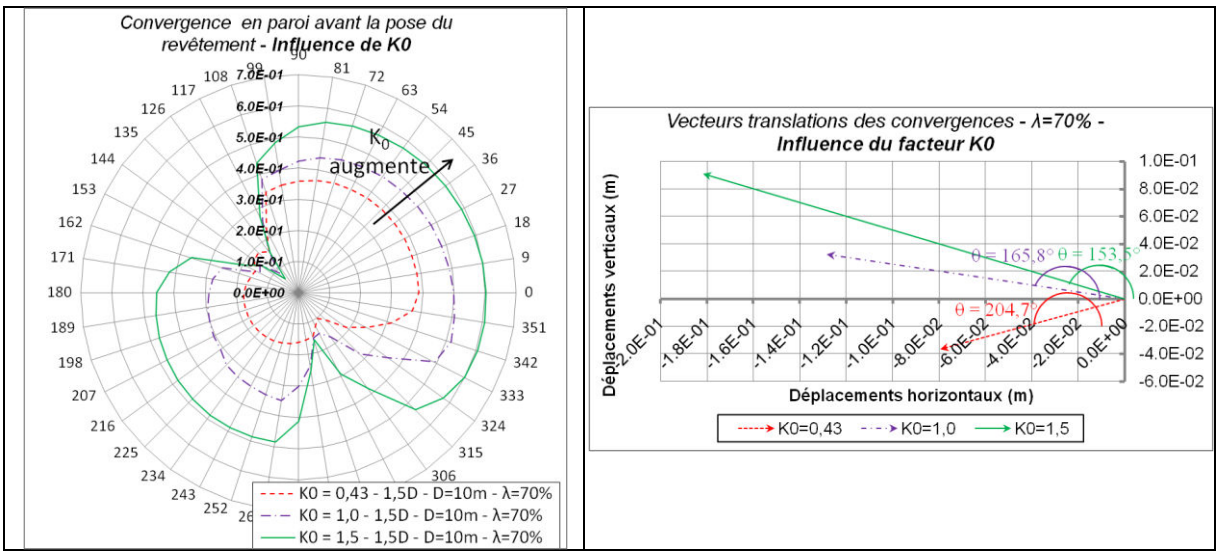



**Figure 111.** Représentation radiale des valeurs de convergence en paroi de l'excavation de l'ouvrage et vecteurs de translation moyens autour de la section excavée – Influence de la variation du coefficient $K_0$.

En conséquence, l'augmentation du coefficient $K_0$ accentue les déplacements en parois.

### *2) Déplacements de la structure de revêtement de l'ouvrage dans le versant :*

La Figure 112 illustre l'amplitude des déplacements de la structure en fonction de l'évolution du coefficient $K_0$. Le vecteur de translation moyen autour du profil représente la direction générale des déplacements de la structure de l'ouvrage après sa mise en place.

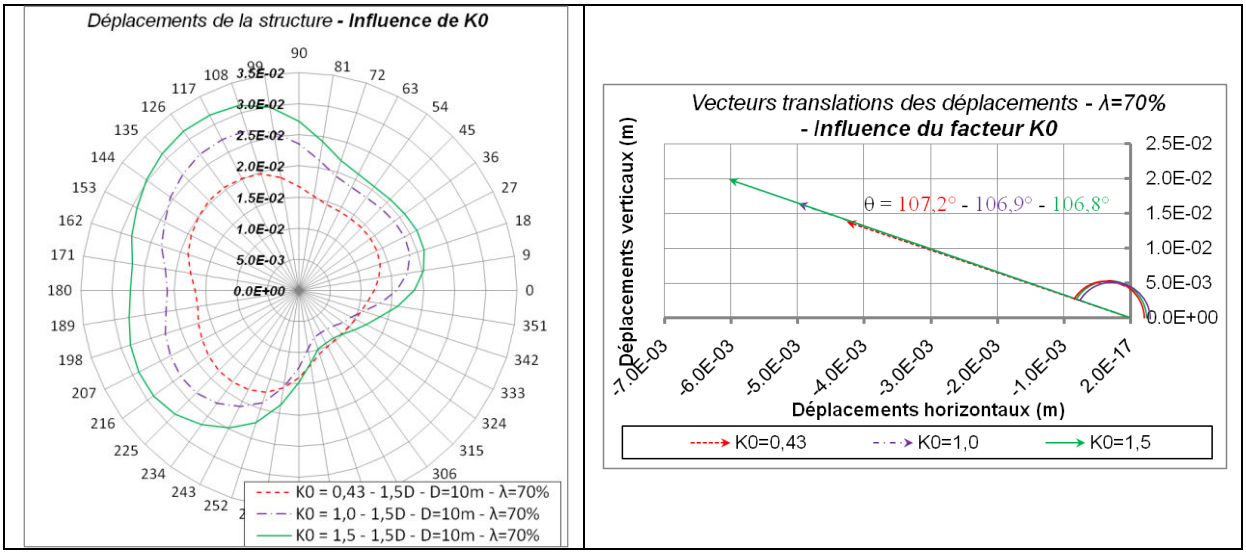



**Figure 112.** Représentation radiale des déplacements et vecteurs de translation moyens de la structure au niveau du profil transversal de la structure – Influence de la variation du coefficient $K_0$.

L'augmentation du coefficient $K_0$ provoque un accroissement des déplacements des différents points de la structure de l'ouvrage sauf au niveau de la base du piédroit droit (amont). Au niveau des vecteurs de translation moyens de la structure, l'augmentation de la valeur du coefficient $K_0$ provoque l'augmentation des déplacements, et cela pour une orientation globale de la déformation de l'ouvrage relativement stable θ≈107°.

### *3) Déformations des éléments constitutifs de la structure de revêtement :*

La mise en place de la structure de soutènement ou de revêtement s'accompagne d'une interaction de la structure avec l'encaissant de l'ouvrage. En fonction de l'état de contrainte dans le versant et des déplacements durant la phase de relaxation, les efforts et déformations dans la structure varient. La Figure 113 illustre les déformations des éléments constitutifs de la structure en fonction de la valeur du coefficient $K_0$.

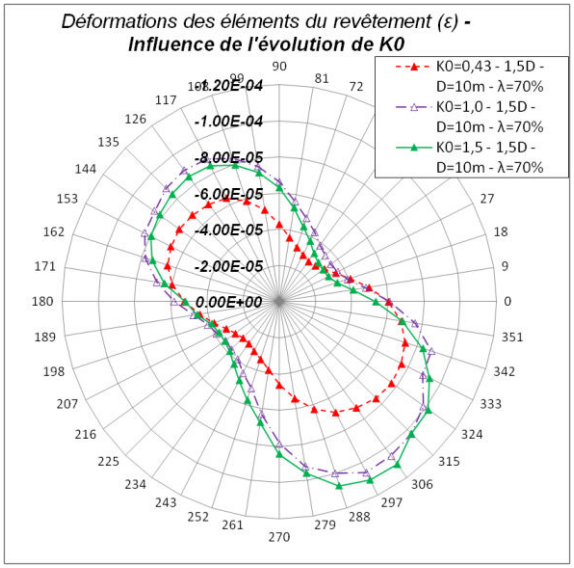



**Figure 113.** Représentation radiale des déformations des éléments (ε) de la structure du revêtement – Influence de la variation du coefficient $K_0$.

L'augmentation de la valeur de $K_0$ entre 0,43 et 1,0 provoque une aggravation des déformations des éléments de la structure. Au delà de cette valeur, les déformations semblent peu varier.

### B. *Efforts dans la structure de revêtement.*

#### 1) Forces axiales :

La Figure 114 présente l'évolution des forces axiales sur la section transversale en fonction de l'évolution de la valeur du coefficient $K_0$. L'augmentation de la valeur de $K_0$ entre 0,43 et 1,0 provoque un accroissement de la compression des éléments de la structure. Comme pour les déformations des éléments constitutifs de la structure, les efforts de compression évoluent faiblement lorsque $K_0$ varie de 1,0 à 1,5. Les efforts de compression les plus importants sont localisés au niveau de la base du piédroit droit et au niveau de la naissance gauche de la voûte.

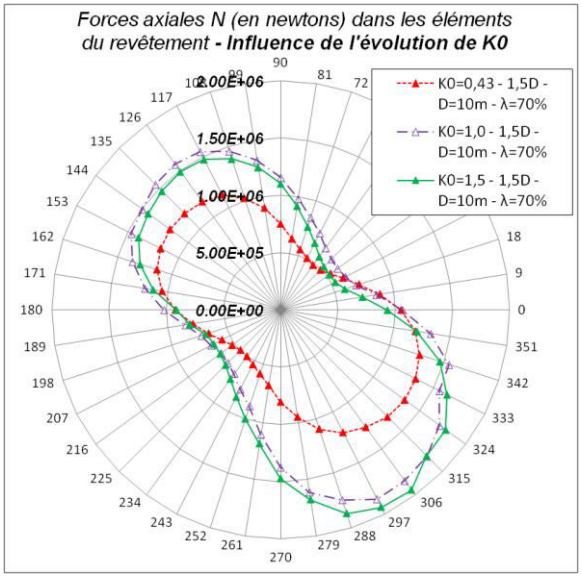



**Figure 114.** Représentation radiale des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement – Influence de la variation du coefficient $K_0$.

#### 2) Les forces de cisaillement :

La Figure 115 présente l'évolution des forces de cisaillement sur la section transversale en fonction de l'évolution de la valeur du coefficient $K_0$.

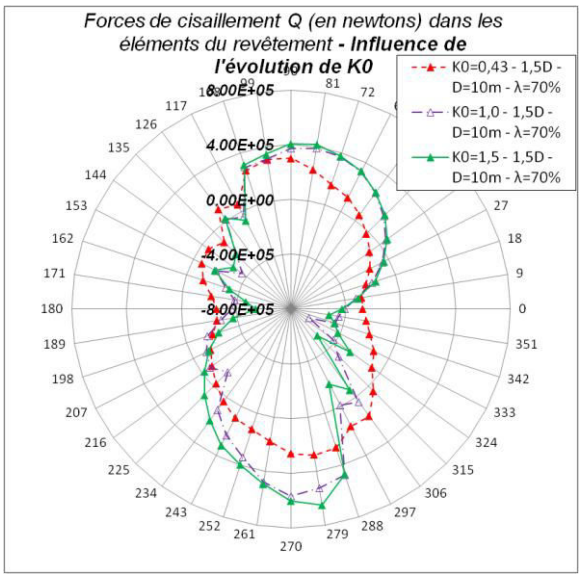



**Figure 115.** Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q dans les éléments de la structure du revêtement – Influence de la variation du coefficient $K_0$.

L'augmentation de la valeur du coefficient $K_0$ provoque une distribution plus hétérogène des valeurs des efforts de cisaillement autour du profil. Cette hétérogénéité et les forts écarts de ces valeurs sont localisés particulièrement en naissance droite du radier et également, mais de façon moins significative, en naissance gauche de la voûte.

***3) Analyse des efforts – capacité de chargement de la structure :***

L'application de la méthode de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) avec les efforts enregistrés autour de la section transversale est illustrée à la Figure 116.

On rappelle que les critères de rupture illustrés correspondent à une résistance à la compression $\sigma_c$=20MPa et une résistance à la traction $\sigma_t$=-2MPa. Ces valeurs sont fixées arbitrairement à des fins de représentation graphique.

L'augmentation de la valeur du coefficient $K_0$ provoque une augmentation des efforts au sein des éléments de la structure. On peut remarquer sur la Figure 116 la forte variation angulaire des valeurs de la force de cisaillement Q lorsque la valeur du coefficient $K_0$ augmente.

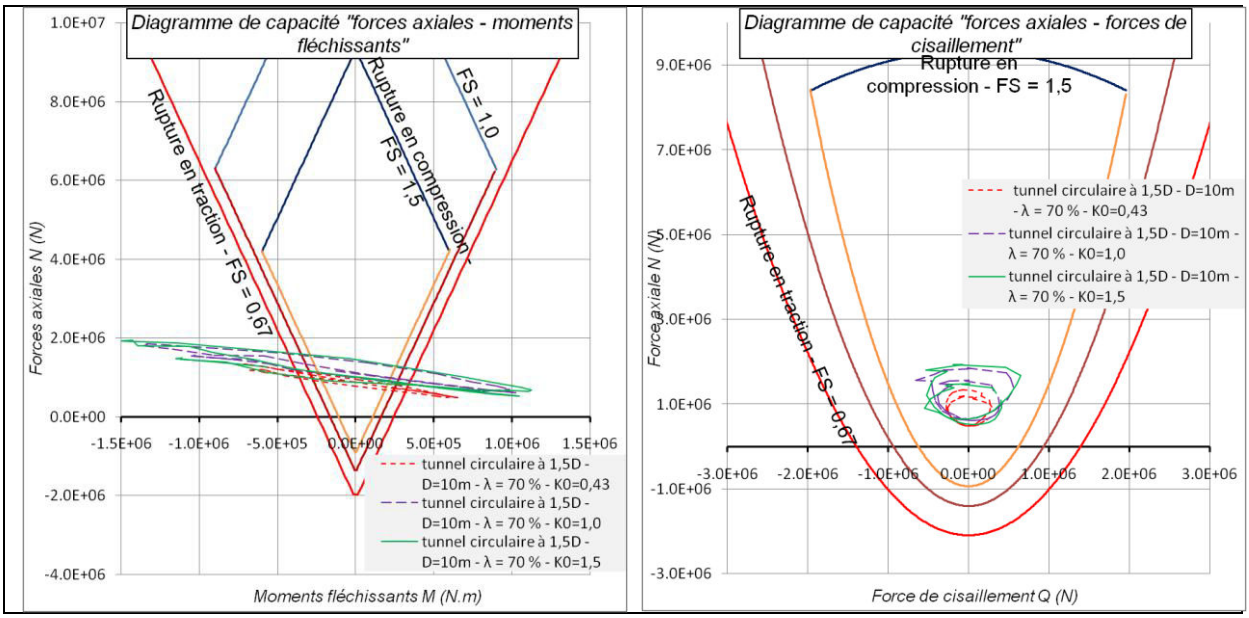



**Figure 116.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la variation du coefficient $K_0$.

La valeur du coefficient $K_0$ semble importante dans l'étude des conditions d'interactions d'un ouvrage en situation de versant instable. Une valeur du coefficient $K_0$ supérieur à 1 est envisageable lorsque le contexte géologique a permis de mettre en évidence des épisodes tectoniques majeurs. L'étude réalisée a permis de montrer qu'une augmentation de la valeur de $K_0$ favorise légèrement la déstabilisation du versant. Elle conduit également à augmenter la convergence en paroi, le déplacement de l'ouvrage, les efforts et les déformations de la structure.

## *3.3.2. Influence de la prise en compte du fluage – Modèle B.*

Dans cette partie, les résultats de l'étude portant sur l'influence du phénomène de fluage, du temps d'attente avant la pose du revêtement et sur la situation de l'ouvrage ont été obtenus avec le modèle numérique (B) (voir Figure 45). La situation de l'ouvrage situé à une distance à la surface du versant de 1,5D est comparée à une situation à 10D de la surface du versant. Pour ces 2 cas l'influence du temps d'attente avant la pose de la structure est étudiée en faisant varier le temps d'attente entre 2 et 5 jours après la déconfinement total de l'excavation.

La convergence en paroi de l'excavation est affectée par différents paramètres :

- L'historique des séquences de creusement, la vitesse de creusement, l'attente avant la pose de la structure, les arrêts du chantier… ;
- Le comportement du massif encaissant, et le temps de relaxation du massif.

Dans le but de mettre en évidence l'interaction entre l'ouvrage et la déstabilisation du versant, différents critères ont été choisis. Tout d'abord, la déstabilisation du versant est mise en évidence grâce à l'évolution des déplacements au sein du massif, puis au niveau des points de référence situés à la surface du versant (indiqués en Figure 45 - b1). Ensuite, l'impact de la déstabilisation sur le revêtement, impact plus ou moins important en fonction de la durée du temps d'attente (avant la pose de la structure), est étudié en termes de déplacements, déformations et efforts dans les éléments de la structure.

# I. Influence du creusement de l'ouvrage sur la stabilité du versant.

## A. *Déplacements horizontaux et verticaux.*

L'évolution des déplacements horizontaux et verticaux au sein du versant, en fonction du temps d'attente avant la pose du revêtement est illustrée dans le cas d'un ouvrage à une distance à la surface du versant de 1,5D (Figure 117).

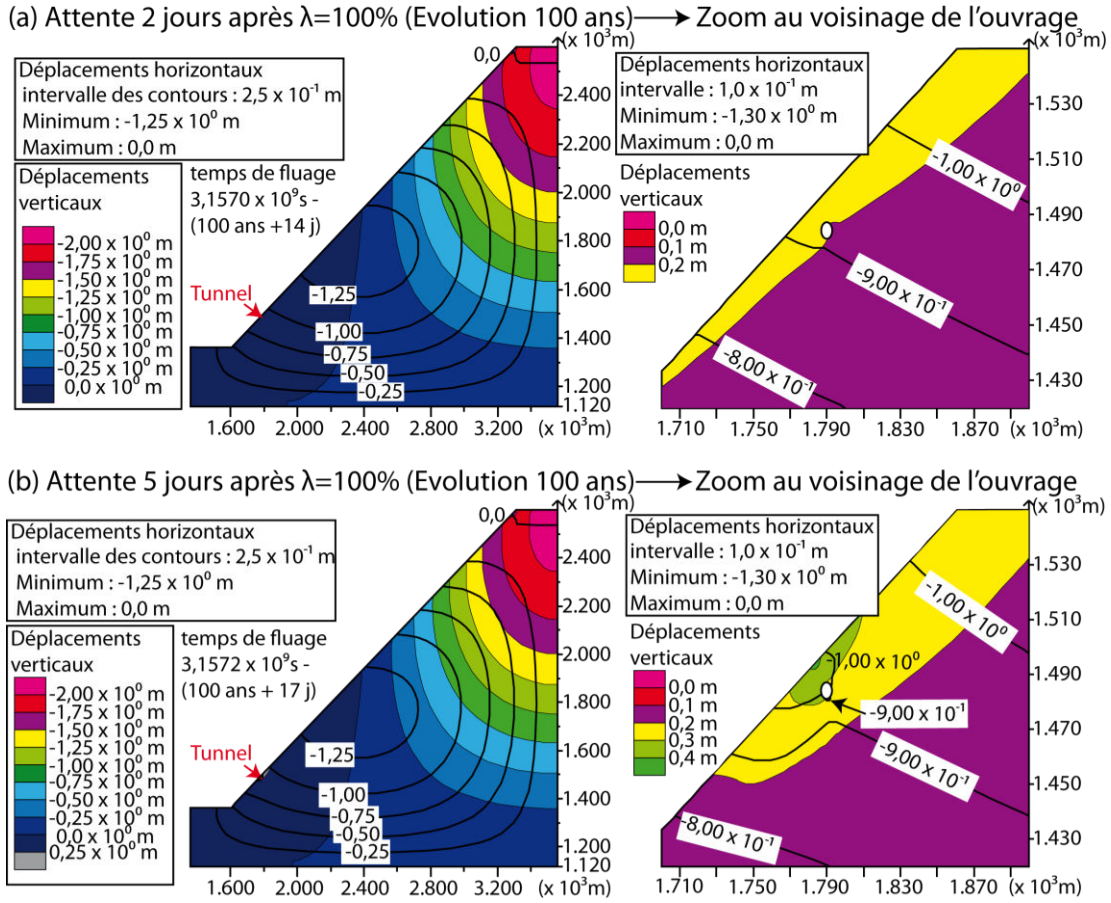



**Figure 117.** Déplacements horizontaux et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au voisinage de l'ouvrage et de la surface du versant – Influence du temps d'attente avant la pose du revêtement (2 à 5 jours après λ = 100%) – Cas d'un ouvrage proche de la surface du versant (distance 1,5D) – Distorsion des images de gauche v/h=1,4 et de droite v/h=1,5.

Les déplacements obtenus avant la mise en place du tunnel sont comparés avec ceux illustrés en Figure 33 dans l'article de Apuani, T., et al., (2007). Ces résultats montrent une similitude des déplacements au sein du versant. Cependant l'amplitude des déplacements obtenus est fortement réduite, comparée à celle du modèle visco-élastique. Cette différence d'amplitude des déplacements peut résulter soit de :

- la réduction de la distance entre la zone d'étude et les frontières du modèle ;
- la modification de la taille du maillage au voisinage de la zone d'étude de l'ouvrage. Le maillage plus fin utilisé favorise une amplitude des déplacements plus faibles ;
- la valeur du coefficient $K_0$ prise en compte, laquelle n'était pas fournie dans l'article de Apuani, T., et al., (2007).

A l'échelle du versant, pour un ouvrage situé à une distance à la surface du versant de 1,5D les déplacements horizontaux et verticaux varient peu en fonction du délai d'attente avant la pose du revêtement. L'impact de l'ouvrage sur les déplacements au sein du versant est encore moins significatif dans le cas d'un ouvrage à plus grande distance de la surface du versant (Figure 118). Lorsque l'attente avant la pose du revêtement augmente, les déplacements au voisinage de l'ouvrage s'accentuent pour le cas d'un ouvrage proche de la surface du versant (1,5D). En revanche pour un ouvrage plus profond au sein du massif, l'influence de l'attente est faible (Figure 118).

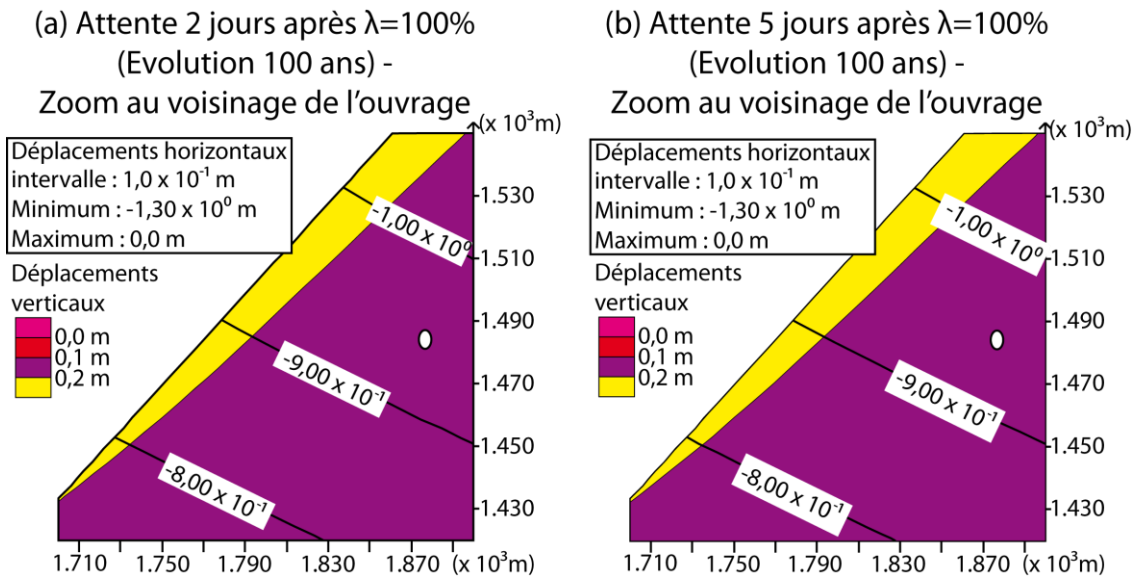



**Figure 118.** Déplacements horizontaux et contours (courbes d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au voisinage de l'ouvrage – Influence du temps d'attente avant la pose du revêtement (2 à 5 jours après λ=100%) – Cas d'un ouvrage loin de la surface du versant (distance 10D) – Distorsion des images v/h=1,5.

La situation de l'ouvrage dans le versant conditionne plus fortement la déstabilisation du massif par rapport au temps d'attente pour ce cas d'étude.

### *B. Déplacements à la surface du versant.*

L'influence du temps d'attente sur la déstabilisation du versant est étudiée tout d'abord pour la situation de l'ouvrage à une distance à la surface du versant de 1,5D. Ensuite pour un ouvrage situé à 10D de la surface du versant, les déplacements au niveau de la surface du versant sont présentés.

#### *1) Cas d'un ouvrage situé à une distance à la surface du versant de 1,5D :*

Pour un ouvrage situé à 1,5D de la surface du versant, l'influence du temps d'attente entre 2 et 5 jours avant la pose du revêtement est étudiée (Figure 119).

Lorsque le délai d'attente avant la pose du revêtement est court (2 jours), les déplacements à la surface du versant sont faibles. Dans ce cas, l'évolution des déplacements entre le début de la phase de déconfinement et 2 jours après la fin du déconfinement total reste faible, presque insignifiante. L'évolution 100 ans après la pose du revêtement semble montrer des déplacements au niveau de la surface du versant préférentiellement affectés par le fluage plutôt que par la déstabilisation provoquée par le creusement de l'ouvrage.

A l'inverse, lorsque le délai d'attente avant la pose du revêtement est supérieur à 4 jours, l'impact du creusement est fort et identifiable dès la fin du délai d'attente avant la pose de la

structure. Dans ce cas, l'évolution des déplacements à la surface du versant, de 1 an à 100 ans après la pose du revêtement, se produit principalement au niveau de la plus faible distance entre l'ouvrage et la surface du versant.
Les déplacements à la surface du versant sont provoqués par le creusement de l'ouvrage, le temps d'attente avant la pose du revêtement et le fluage du massif. La vitesse d'évolution des déplacements à la surface du versant ralentit après la mise en place de la structure du tunnel. Elle tend à retrouver une vitesse du même ordre de grandeur que celle correspondant au fluage seul avant la construction du tunnel (Tableau 19).

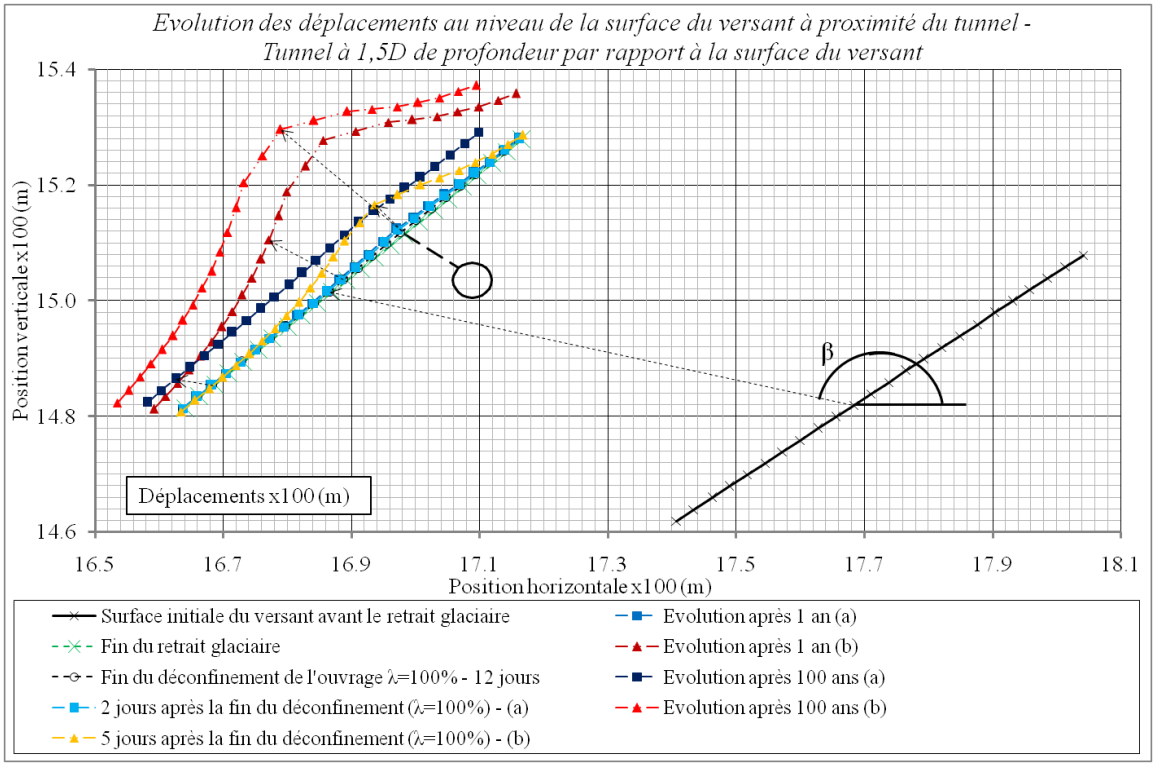



**Figure 119.** Evolution des déplacements à la surface du versant – Cas d'un tunnel situé à une distance à la surface du versant de 1,5D – Etude de l'influence du temps d'attente : 2 jours après la fin du déconfinement (a) et 5 jours après la fin du déconfinement (b).

La part de chaque étape du modèle sur les déplacements est quantifiée pour l'ouvrage situé à une distance à la surface du versant de 1,5D. L'influence du délai d'attente avant la pose du revêtement est estimée (Tableau 19).

| Etape | Mécanisme | Temps | Déplacement maximum (m) / moyen (m) | Vitesse moyenne des déplacements pour chaque étape (m/an) | Angle du vecteur déplacement moyen β (°) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1-2-3 | Retrait glaciaire | 1500 ans | 0,821 / 0,771 | $5{,}14 \times 10^{-4}$ | 166,3 |
| 4 | Fin de la phase de déconfinement total | 12 jours | 0,902 / 0,848 | $1{,}39 \times 10^{-1}$ | 166,5 |
| 5 | Délai avant la pose du revêtement | 2 jours (a) | 0,902 / 0,850 | $3{,}48 \times 10^{-1}$ | 166,5 |
| | | 5 jours (b) | 0,918 / 0,867 | $1{,}37 \times 10^{0}$ | 166,0 |
| 6 | Evolution (1 - 100 ans) | 1 an après (a) | 0,903 / 0,852 | $1{,}95 \times 10^{-3}$ | 166,5 |
| | | 1 an après (b) | 1,028 / 0,937 | $7{,}04 \times 10^{-2}$ | 163,3 |
| | | 100 ans après (a) | 0,966 / 0,911 | $6{,}00 \times 10^{-4}$ | 166,7 |
| | | 100 ans après (b) | 1,098 / 1,001 | $6{,}46 \times 10^{-4}$ | 163,6 |

**Tableau 19.** Evolution des déplacements à la surface du versant – Tunnel à une distance à la surface du versant de 1,5D – Influence du temps d'attente avant la pose du revêtement – Etude de l'influence du temps d'attente : 2 jours après la fin du déconfinement (a) et 5 jours après la fin du déconfinement (b).

Tout d'abord, le critère d'interprétation : vecteurs de déplacement moyens / maximums permet d'obtenir une meilleure compréhension de l'évolution des déplacements de la surface du versant en fonction du temps.
Pour un délai d'attente de 2 jours après la fin du déconfinement total (a), la faible influence de l'excavation sur les mouvements au sein du versant à court terme, permet de limiter l'influence de la déstabilisation de ce versant à long terme.

Ensuite, l'analyse des différentes étapes de construction de l'ouvrage permet la comparaison de leur influence relative sur le taux de déstabilisation du versant.
Quand le délai avant la mise en place du revêtement augmente, le taux de déstabilisation du versant augmente également. L'évolution de ce taux de déstabilisation après la pose du revêtement diminue quelle que soit le délai d'attente. Après un an d'évolution consécutive à la pose du revêtement, l'évolution de ce critère diminue fortement pour atteindre une amplitude de l'ordre de $10^{-2}$ à $10^{-3}$ m/an. Au bout de 100 ans d'évolution, ce taux de déplacement atteint une valeur légèrement supérieure à celle relative au retrait glaciaire.
Lorsque le délai avant la pose du revêtement est faible, l'angle β que fait le vecteur de déplacement moyen à la surface du versant avec l'horizontale et l'amplitude du vecteur varient peu. Dans ce cas, l'influence de la construction de l'ouvrage affecte peu le mouvement de versant. A l'inverse avec un délai d'attente de 5 jours précédant la mise en place du revêtement, l'angle β du vecteur de déplacement moyen est légèrement réduit durant la première année d'évolution après la mise en place du revêtement. Le temps d'attente impacte donc sensiblement les déplacements proches de la surface du versant.

En conclusion, le processus d'excavation accélère la vitesse de déstabilisation d'autant plus que le délai d'attente avant la pose de la structure augmente. La majorité des déplacements provoqués par le creusement d'un ouvrage se produit dans la première année suite à la pose du revêtement. Le taux de déplacement annuel à long terme reste influencé par le temps d'attente plus ou moins long avant la mise en place de la structure.

### *2) Cas d'un ouvrage situé à une distance à la surface du versant de 10D :*

Pour un ouvrage situé à une distance de 10D par rapport à la surface du versant, l'influence du délai avant la pose du revêtement est faible même en considérant un temps d'attente de 5 jours après la fin du déconfinement total (λ = 100 %). L'impact de l'excavation de l'ouvrage et du délai d'attente est faible, voire insignifiant, sur le mouvement de versant (Figure 120).

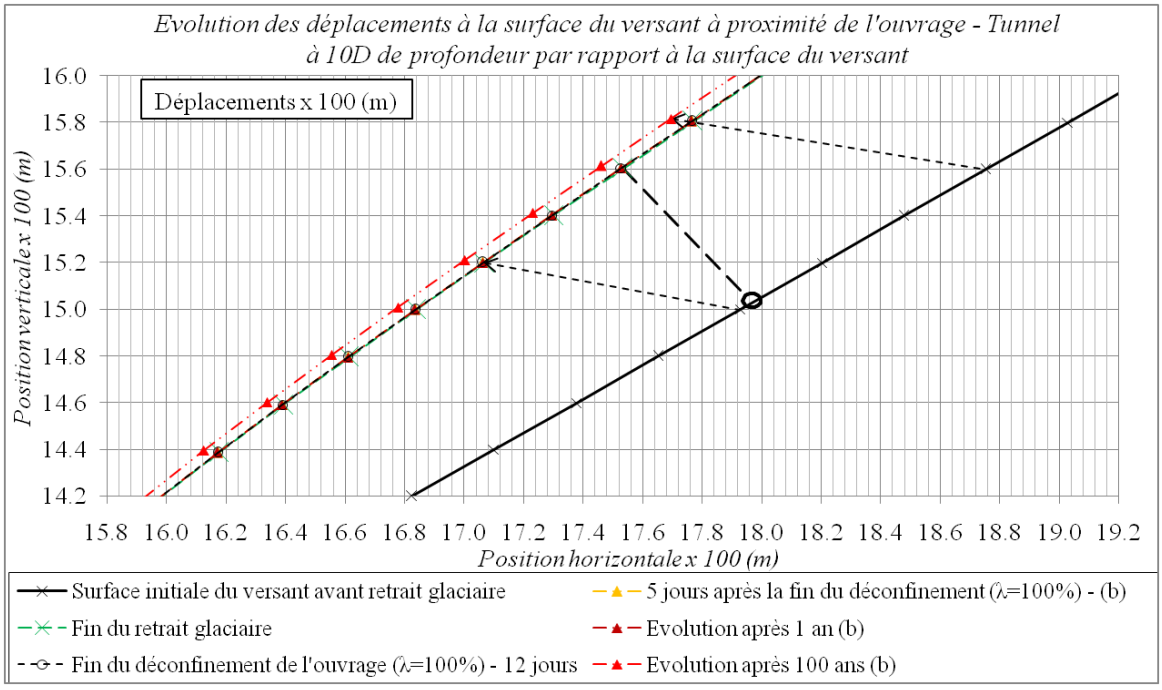



**Figure 120.** Evolution des déplacements à la surface du versant – Cas d'un tunnel situé à une distance à la surface du versant de 10D – Etude de l'influence du temps d'attente : 2 jours après la fin du déconfinement (a) et 5 jours après la fin du déconfinement (b).

La part de chaque étape du modèle sur les déplacements à la surface du versant est quantifiée pour l'ouvrage situé à une distance à la surface du versant de 10D. L'influence du délai d'attente avant la pose du revêtement est estimée (Tableau 20).

Les comparaisons entre le Tableau 19 et le Tableau 20 sont impossibles du fait de la différence de taille des mailles au niveau de la surface du versant pour les deux situations de l'ouvrage (1,5D et 10D). Dans le cas d'un ouvrage situé à 10D de la surface du versant, le maillage raffiné au voisinage du tunnel n'est pas confondu avec la surface du versant. En conséquence la taille des mailles plus grossières au voisinage du versant influence la précision des résultats obtenus.

| Etape | Mécanisme | Temps | Déplacement maximum (m) / moyen (m) | Vitesse moyenne des déplacements pour chaque étape (m/an) | Angle du vecteur déplacement moyen β (°) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1-2-3 | Retrait glaciaire | 1500 ans | 0,983 / 0,768 | $5,12 \times 10^{-4}$ | 166,1 |
| 4 | Fin de la phase de déconfinement total | 12 jours | 1,078 / 0,843 | $1,20 \times 10^{-1}$ | 166,5 |
| 5 | Délai avant la pose du revêtement | 2 jours (a) | 1,078 / 0,843 | $1,60 \times 10^{-2}$ | 166,5 |
| | | 5 jours (b) | 1,078 / 0,843 | $1,47 \times 10^{-2}$ | 166,5 |
| 6 | Evolution (1 - 100 ans) | 1 an après (a) | 1,079 / 0,844 | $9,67 \times 10^{-4}$ | 166,5 |
| | | 1 an après (b) | 1,079 / 0,844 | $8.57 \times 10^{-4}$ | 166,5 |
| | | 100 ans après (a) | 1,153 / 0,902 | $5.88 \times 10^{-4}$ | 166,7 |
| | | 100 ans après (b) | 1,154 / 0,905 | $5.86 \times 10^{-4}$ | 166,7 |

**Tableau 20.** Evolution des déplacements à la surface du versant – Tunnel à une distance à la surface du versant de 10D – Influence du temps d'attente avant la pose du revêtement – Etude de l'influence du temps d'attente : 2 jours après la fin du déconfinement (a) et 5 jours après la fin du déconfinement (b).

Pour un ouvrage situé à une distance à la surface du versant de 10D, l'influence du délai avant la pose du revêtement est faible, voire nulle. De plus, l'augmentation du délai d'attente provoque à long terme une légère augmentation des vecteurs de déplacement moyens et maximums. A l'inverse de la situation précédente, l'augmentation du délai d'attente provoque une légère diminution du taux de déplacement annuel.

Pour cette situation de l'ouvrage dans le versant, l'influence du délai d'attente avant la pose du revêtement, sur la déstabilisation du versant est faible, voire insignifiante.

## II. Influence du creusement de l'ouvrage sur le revêtement.

La partie précédente a permis de montrer l'influence du délai d'attente avant la pose de la structure sur la déstabilisation du versant et ce pour 2 situations de l'ouvrage plus ou moins éloigné de la surface du versant. Dans cette partie, nous nous intéressons à l'interaction du mouvement de versant avec l'ouvrage en fonction du délai d'attente entre le temps théorique de la fin du déconfinement de l'ouvrage ($\lambda$=100%) et la pose de la structure et également en fonction de la situation de l'ouvrage.

Tout d'abord en termes de déplacement au voisinage de l'ouvrage, les différentes convergences obtenues durant le processus de déconfinement sont tout d'abord étudiées pour les différentes situations de l'ouvrage et les différents temps d'attente. Ensuite, le comportement de la structure de l'ouvrage est exposé en termes de déplacement et de déformation de l'ouvrage et en termes d'efforts subis par la structure.

## A. Déplacements et déformations de l'ouvrage.

### 1) Déplacements en paroi avant la pose de la structure (convergence) :

Pour l'ouvrage situé à une distance à la surface du versant de 1,5D (Figure 121 - a), les déplacements en paroi sont comparés avec les déplacements pour un ouvrage à 10D de la surface du versant (Figure 121 - b). Ces figures illustrent : une faible amplitude des déformations de l'excavation pour le cas du tunnel à 10D de la surface du versant et de fortes convergences et variations latérales des valeurs pour le cas d'un tunnel à 1,5D de la surface. Du fait de la faible influence du temps d'attente sur la convergence en paroi, les résultats sont représentés en termes d'amplitude des déplacements autour de l'ouvrage.

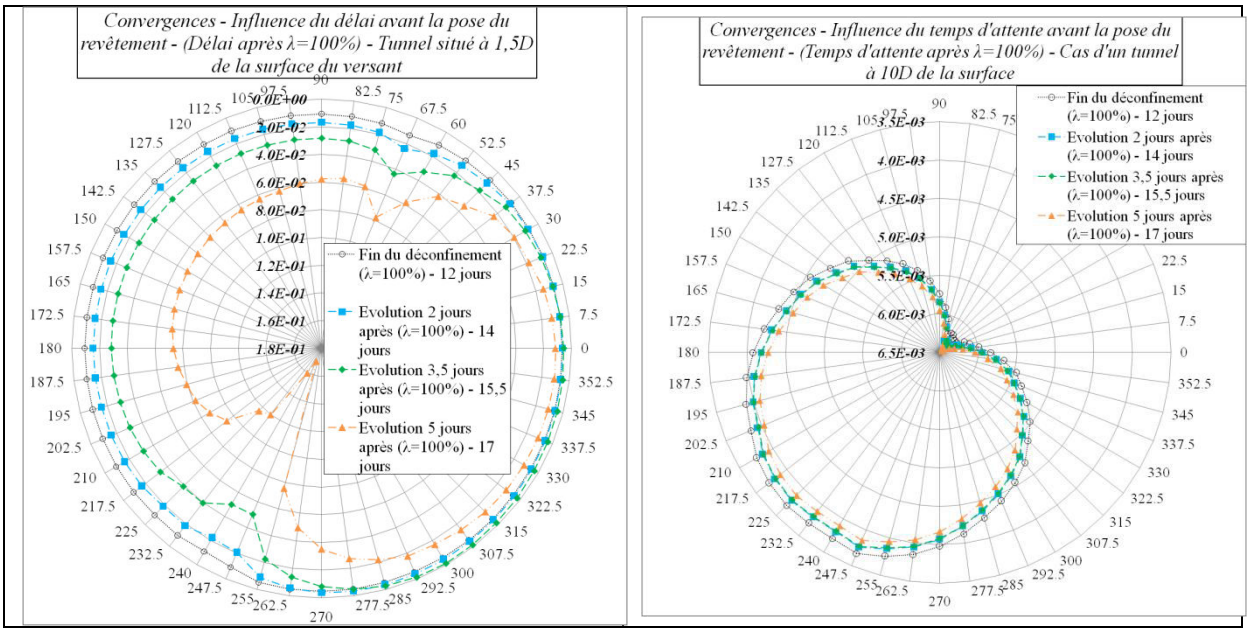



**Figure 121.** Représentation radiale des déplacements en paroi des ouvrages avant la pose du revêtement – Influence du délai d'attente avant la pose du revêtement – (a) Ouvrage à 1,5D de la surface du versant – (b) Ouvrage à 10D de la surface du versant.

Tout d'abord, pour les 2 situations de l'ouvrage, les déplacements en paroi augmentent quand le temps d'attente avant la pose du revêtement se prolonge. Pour les différents temps d'attente, les déplacements maximums sont situés au même endroit sur la section transversale, à savoir au niveau de la naissance de la voûte côté amont (θ = 67,5°) et au niveau du radier côté aval (θ = 247,5°).
Les déplacements en paroi pour l'ouvrage situé à 1,5D de la surface du versant, avec un temps d'attente de 5 jours après le déconfinement total et une évolution de 100 ans après la pose de la structure, sont :

- pour θ = 67,5° : $u_r$ = 7,8 cm ;
- pour θ = 247,5°: $u_r$ = 17 cm.

La moyenne des déplacements en paroi est 2 à 10 fois plus forte pour l'ouvrage situé à 1,5D de la surface du versant. En conclusion, l'influence du temps d'attente affecte significativement l'ouvrage situé proche de la surface du versant.
Pour les 2 situations de l'ouvrage dans le versant, les déplacements en paroi montrent une évolution similaire au cours du temps : une augmentation des déplacements avec le temps d'attente. Cette observation semble logique, les convergences en paroi augmentent tant qu'aucune structure de soutènement n'est mise en place.
La situation de l'ouvrage proche de la surface du versant (1,5D) est plus critique vis-à-vis des convergences dissymétriques et des fortes amplitudes, comparée à la situation de l'ouvrage plus profond dans le versant (10D). Les déplacements principaux sont localisés à l'exact opposé sur la section transversale (θ = 67,5° et 247,5°). Cette localisation sur le profil correspond aux déformations maximales de cisaillement au sein du terrain encaissant interceptant l'ouvrage.

### *2) Déplacements de la structure de revêtement de l'ouvrage dans le versant :*

Après la mise en place du revêtement, les déplacements de la structure dans le versant sont enregistrés pendant 1 an et jusqu'à 100 ans après la pose de la structure pour comprendre l'évolution de la déformation de l'ouvrage. Pour l'ouvrage situé à 1,5D de la surface du versant (Figure 122 - a), les déplacements en paroi sont comparés avec les déplacements pour un ouvrage à 10D de la surface du versant (Figure 122 - b).

*Amplitude des déplacements du revêtement :*

Un an après la pose du revêtement, la moyenne des déplacements autour de la structure est 2 à 10 fois plus importante pour l'ouvrage proche de la surface du versant que pour celui à 10D de la surface du versant (Figure 122).

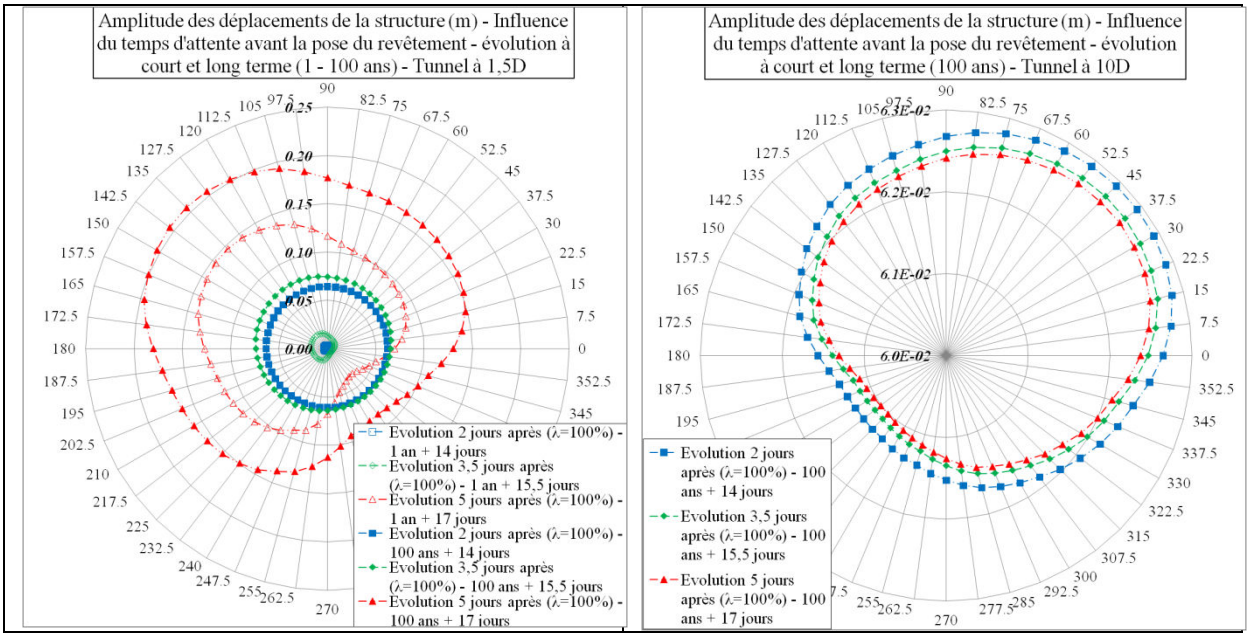



**Figure 122.** Représentation radiale des déplacements de la structure après sa mise en place – Influence du délai d'attente avant la pose du revêtement – (a) Ouvrage à 1,5D de la surface du versant – (b) Ouvrage à 10D de la surface du versant.

Dans le cas d'un ouvrage proche de la surface du versant (1,5D), l'attente prolongée avant la pose du revêtement favorise l'augmentation des déplacements de la structure. En revanche, pour le cas de l'ouvrage situé à 10D de la surface du versant, une attente prolongée permet de réduire faiblement les déplacements du revêtement. L'ouvrage situé à 10D de la surface du versant subit au cours de la phase d'attente une relaxation des contraintes au sein du massif encaissant entraînant une diminution des déplacements du revêtement. En revanche l'ouvrage situé proche de la surface du versant (1,5D) subit durant cette phase les conséquences d'une déstabilisation modérée du massif provoquant une augmentation des déplacements de l'ouvrage.

L'évolution de la section circulaire excavée après 100 ans pour l'ouvrage proche de la surface du versant (1,5D) tend à devenir ovale et à se déverser en direction du versant. Les déformations maximales sont localisées au niveau de la naissance gauche de la voûte (θ = 135°) et orientées vers la surface du versant.
En conclusion, l'influence du temps d'attente sur l'évolution des déplacements du revêtement dépend en premier lieu de la situation de l'ouvrage au sein du versant et en particulier de sa distance par rapport à la surface du versant.
Pour un ouvrage proche de la surface du versant (1,5D), l'augmentation du délai d'attente provoque une augmentation des déplacements de la structure de l'ouvrage et une influence accrue du temps d'attente sur l'interaction de l'ouvrage avec l'instabilité du versant.
Pour l'ouvrage situé plus profondément au sein du massif (10D), les déplacements de la structure diminuent légèrement lorsque le délai d'attente augmente et lorsque l'influence du temps d'attente sur l'interaction de l'ouvrage avec l'instabilité du versant est faible.

*Sens des déplacements de la structure et leurs inversions :*

La représentation des déplacements du revêtement selon le critère $I_d$ – θ (voir Figure 14) de l'article de Huang, K.P., et al., (2010) a permis de confirmer la faible influence du délai d'attente avant la pose du revêtement dans le cas de l'ouvrage situé à 10D de la surface du versant, comparé à celui situé à 1,5D de la surface (Figure 123). Ce mode de représentation a pour intérêt d'identifier rapidement le sens des vecteurs de déplacement par rapport au profil initial tel que :

- Si $I_d < 0$, le mouvement sera dirigé vers l'extérieur.
- Si $I_d > 0$, le mouvement sera dirigé vers l'intérieur.

De plus, l'amplitude du coefficient $I_d$ caractérise l'importance des vecteurs de déplacement de la section de l'ouvrage.

La localisation sur le profil de l'amplitude maximale $I_d$ varie légèrement pour l'ouvrage à 1,5D de la surface du versant et reste constant pour l'ouvrage à 10D de la surface du versant, pour une même variation du temps d'attente avant la pose du revêtement. Dans le cas de l'ouvrage à 1,5D de la surface du versant et en admettant un temps d'attente de 5 jours après la fin du déconfinement, la localisation de $I_{d\text{-}max}$ pour θ ≈ 126°-135° est orthogonale à la surface du versant. Lorsque le délai d'attente est faible pour cette situation de l'ouvrage, l'allure de la courbe et la position de l'amplitude maximale semblent identiques à celles obtenues pour un ouvrage à 10D de la surface du versant.
Dans le cas de l'ouvrage situé à 1,5D, associé à une faible attente ou dans le cas de l'ouvrage situé à 10D de la surface du versant, l'amplitude maximale $I_d$ est localisée pour θ = 172,5° et 352,5°. Cette direction est proche de l'orientation des vecteurs de déplacement moyens au niveau de la surface du versant (β = 166°). En conséquence, l'ouvrage se déforme dans la direction générale des déplacements au sein du versant et l'ouvrage n'influence donc pas de manière significative le mouvement du versant.
La position de l'amplitude maximale $I_d$ ne correspond pas à la direction du chargement appliqué sur l'ouvrage comme l'avait défini l'étude de Huang, K.P., et al., (2010). Dans notre cas ce maximum indique uniquement l'orientation et l'importance des déplacements au niveau de cette portion de l'ouvrage.

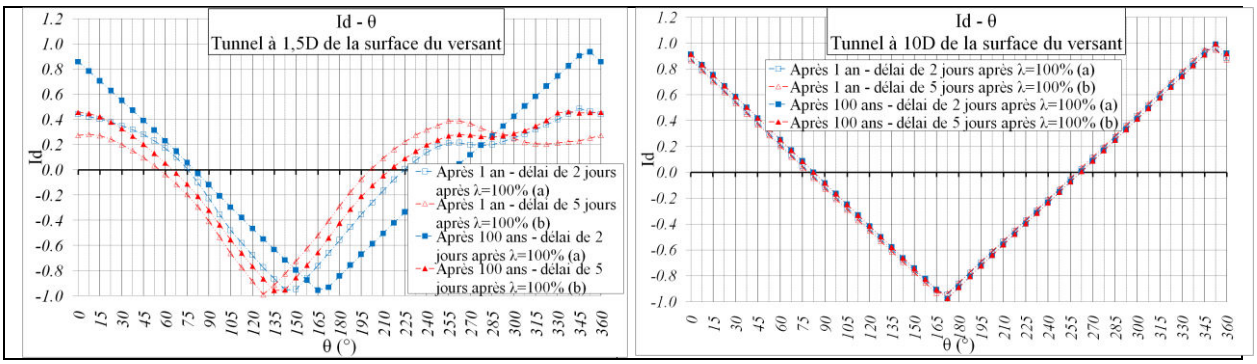



**Figure 123.** Déplacements de la structure après sa mise en place – Courbes $I_d$/θ – Influence du délai d'attente avant la pose du revêtement – Ouvrage à 1,5D de la surface du versant – Ouvrage à 10D de la surface du versant.

L'inversion du sens des vecteurs de déplacements par rapport à l'excavation initiale a lieu pour l'ouvrage à 1,5D de la surface du versant et pour un temps d'attente de 5 jours, au niveau de la naissance droite de la voûte (θ ≈ 60°-65°) et au niveau du radier côté aval (θ ≈ 210°-217,5°). Ces localisations indiquent le sens des déplacements et fournissent un indice de la forme de la déformation globale de la structure. L'analyse des efforts et des déformations des éléments de la structure va nous permettre de définir les principales zones endommageables de la structure.

Dans le contexte d'une instabilité du versant, la structure du tunnel peut apporter une légère résistance aux déformations de cisaillement au sein du massif en mouvement. Cependant, au vu de la masse en mouvement et de la faible dimension de l'ouvrage, cette résistance est

faible (Wang, T.T., 2010). Sous la charge induite par le massif en mouvement, la forme circulaire de l'ouvrage se déforme vers l'intérieur et vers l'extérieur de la section initiale. L'ouvrage solidaire du massif se déplace également avec le massif selon la direction propre du versant instable ou selon une direction perturbée par la construction de l'ouvrage. L'analyse de l'évolution de l'orientation des vecteurs de déplacement moyens à la surface du versant (β) avec la localisation sur le profil de l'ouvrage (θ) suggère que :

- pour l'ouvrage situé à 10D de la surface du versant, $I_{d\text{-}max}$ est localisé pour θ =172,5° et 352,5° tandis que le vecteur de translation moyen des déplacements à la surface du versant est orienté tel que β = 166° ;
- pour l'ouvrage à 1,5D de la surface du versant, la localisation de $I_{d\text{-}max}$ varie à long terme entre θ = 135° (pour une attente de 5 jours) et θ = 165° (pour une attente de 2 jours). De même l'orientation du vecteur de déplacement moyen à la surface du versant varie à long terme entre β = 163° et β = 166°.

Pour l'ouvrage situé à une distance à la surface du versant de 1,5D, la variation angulaire de $I_{d\text{-}max}$ et $\beta_{moy}$ met en évidence l'influence du creusement de l'ouvrage et a fortiori du temps d'attente avant la pose de l'ouvrage sur le mouvement naturel du versant. L'absence de variation angulaire de $I_{d\text{-}max}$ et $\beta_{moy}$ pour l'ouvrage situé à une distance à la surface du versant de 10D suggère une interaction de l'ouvrage avec le mouvement du versant moins critique.

### *3) Déformations des éléments constitutifs de la structure de revêtement :*

L'analyse de la déformée de l'ouvrage et des déformations de cisaillement au sein du massif encaissant permet de mieux comprendre l'évolution des déformations (ε) des éléments de la structure autour de l'ouvrage.

Une valeur négative des déformations correspond à un allongement de la longueur de l'élément poutre. A l'inverse, une valeur positive correspond à une réduction de l'élément.
L'influence du délai d'attente avant la pose de la structure, suivant la situation de l'ouvrage, sur les déformations des éléments est identique aux observations et aux tendances observées sur les déplacements du profil de l'ouvrage. En d'autres termes, l'augmentation du temps d'attente sans structure de soutènement provoque une évolution hétérogène ainsi qu'une augmentation des déformations autour du profil pour le cas du tunnel proche de la surface du versant (1,5D). En revanche pour le cas du tunnel situé plus profondément au sein du massif (10D), l'attente prolongée induit de plus faibles valeurs de déformations dans les éléments (Figure 124).

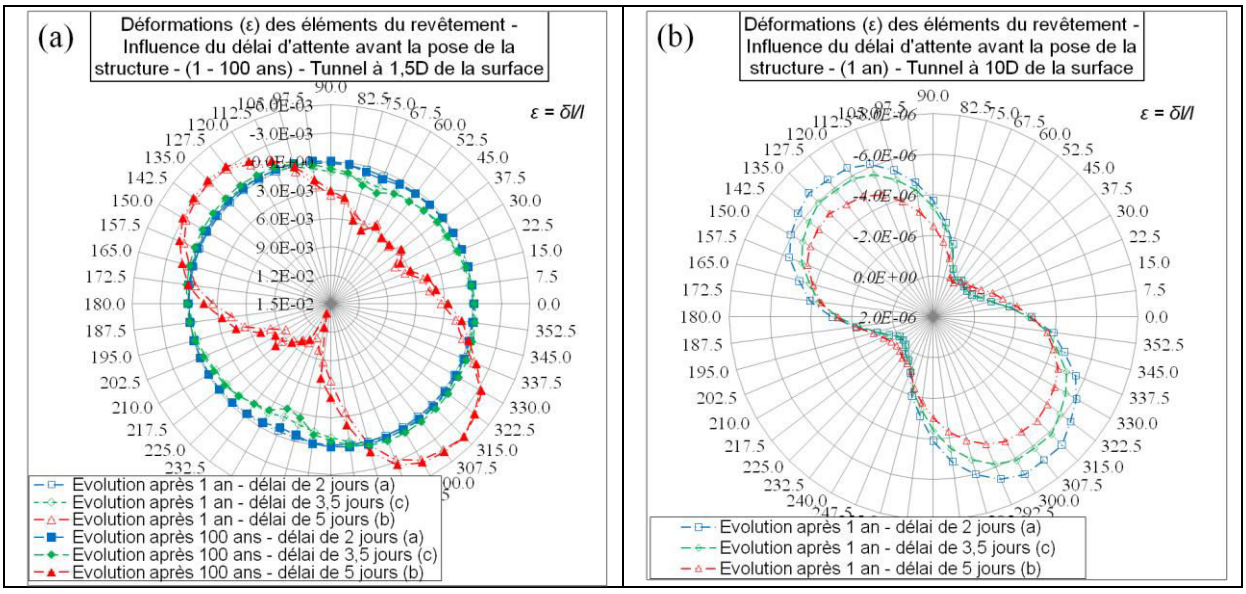



**Figure 124.** Représentation radiale des déformations des éléments (ε) de la structure du revêtement – Influence du délai d'attente avant la pose du revêtement – (a) Ouvrage à 1,5D de la surface du versant – (b) Ouvrage à 10D de la surface du versant.

Pour l'ouvrage situé à une distance à la surface du versant de 1,5D, la sollicitation majeure correspond à un raccourcissement des éléments poutres (ε > 0). A l'inverse, l'ouvrage à 10D de la surface du versant est soumis préférentiellement à une extension.

Les éléments du radier côté versant et en voûte côté amont sont soumis préférentiellement à un raccourcissement. L'évolution 100 ans après la mise en place du radier dans le cas de l'ouvrage à 1,5D de la surface et avec un temps d'attente de 5 jours montre des déformations maximales pour (θ = 247,5° et 67,5°). Ces localisations sur la section transversale correspondent aux convergences maximales avant la pose du revêtement et également aux zones soumises à de fortes déformations de cisaillement au sein du massif encaissant. Pour l'ouvrage situé à 10D de la surface du versant, les déformations maximales sont stables dans le temps et au niveau de leurs localisations sur la section (θ = 315° et 135°).

En accord avec la convention de signe sous Flac (Figure 47), une relation permet de relier les déformations des éléments (ε) aux forces axiales (N). Une valeur positive de la déformation (ε>0) est associée à une valeur positive de la force axiale (N>0). L'élément est alors en compression et est soumis à un raccourcissement. A l'inverse une déformation négative (ε<0) associée à une force axiale négative (N<0) traduisent une traction et une extension.

### B. *Efforts dans la structure de revêtement.*

#### *1) Forces axiales :*

Pour l'ouvrage situé à proximité de la surface du versant (1,5D), le revêtement est essentiellement affecté par de la traction alors que le fonctionnement normal d'une structure d'un tunnel fonctionne en compression (Figure 125). Les zones susceptibles de rompre en traction sont localisées pour θ = 67,5° et θ = 247,5°. En revanche pour l'ouvrage situé à 10D de la surface du versant, la structure est presque totalement affectée par de la compression.

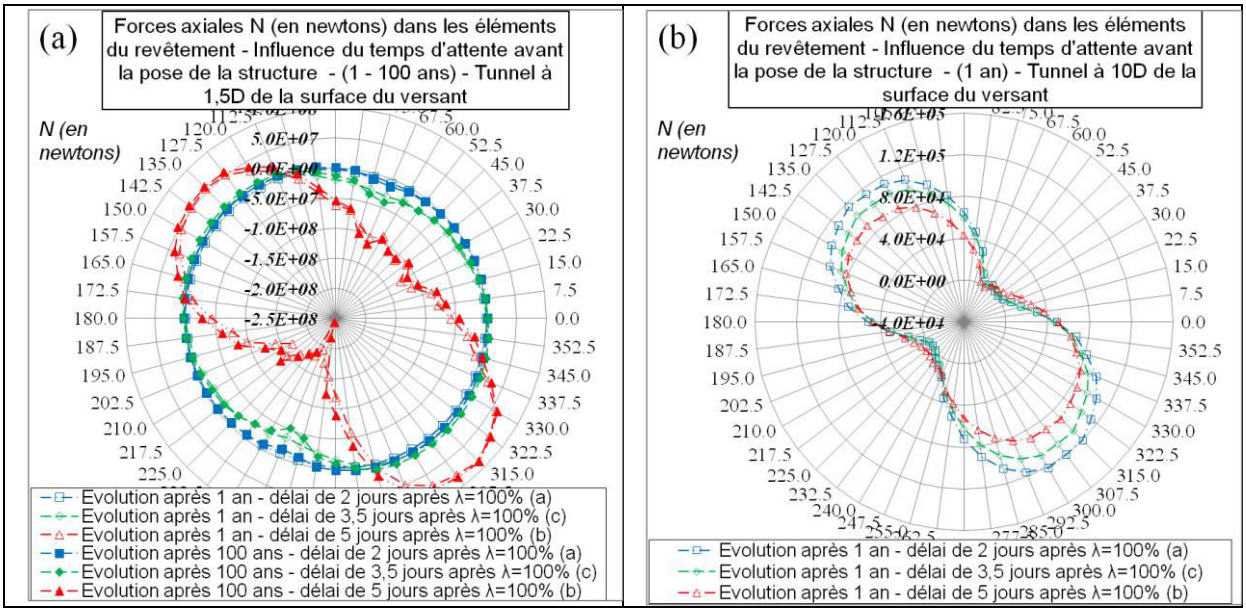



**Figure 125.** Représentation radiale des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement – Influence du délai d'attente avant la pose du revêtement – (a) Ouvrage à 1,5D de la surface du versant – (b) Ouvrage à 10D de la surface du versant.

La situation de l'ouvrage dans le versant conditionne le comportement de l'ouvrage ainsi que les efforts subis par la structure. Le délai d'attente avant la pose du revêtement voit son influence varier en fonction de la situation de l'ouvrage.

### *2) Forces de cisaillement :*

L'analyse des forces de cisaillement dans les éléments de la structure doit être étudiée en relation avec les déformations de cisaillement au sein du massif encaissant.

La Figure 126 permet de remarquer tout d'abord que les efforts de cisaillement sont plus importants pour l'ouvrage situé proche de la surface du versant. Ensuite, on retrouve l'observation générale que l'attente prolongée favorise une évolution des valeurs hétérogènes autour de la section. Les plus fortes variations latérales des valeurs sont localisées au voisinage des zones ayant subi les plus fortes convergences en paroi.

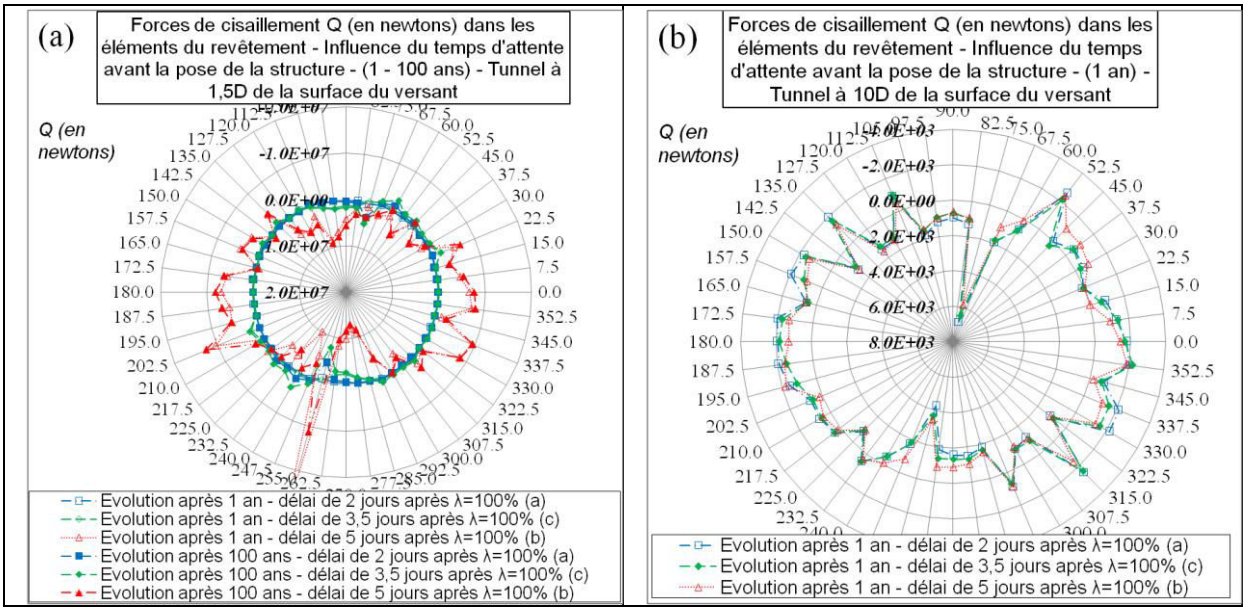



**Figure 126.** Représentation radiale des forces de cisaillement internes Q dans éléments de la structure du revêtement – Influence du délai d'attente avant la pose du revêtement – (a) Ouvrage à 1,5D de la surface du versant – (b) Ouvrage à 10D de la surface du versant.

## 3.4. Conclusions des analyses paramétriques.

L'analyse croisée des différentes études paramétriques est délicate du fait qu'elle dépend fortement des hypothèses prises pour les caractéristiques du versant ainsi que des plages de valeurs considérées pour les différents paramètres. Elle permet cependant de dresser différentes conclusions générales sur l'influence de chaque paramètre et sur le degré d'interaction de l'ouvrage avec le mouvement du versant.

### *3.4.1. Conclusions relatives à la déstabilisation du massif.*

L'analyse quantifiée des différents facteurs d'influence de la déstabilisation du massif au voisinage de l'ouvrage est considérée grâce aux critères de déplacements au niveau des points caractéristiques de l'ouvrage (Tableau 21).

Les principales conclusions qui peuvent être tirées sont :

- La déstabilisation du versant augmente lorsque la situation de l'ouvrage est proche de la surface du versant (distance 1,5D). De plus la stabilité du massif devient plus critique au voisinage de l'ouvrage lorsque celui-ci est situé en base du versant.
- L'influence du déconfinement est également importante à prendre en compte. Tout comme le contexte d'ouvrage profond subissant un fort état de contrainte, où l'attente prolongée provoque un endommagement du massif, l'augmentation du déconfinement avant la pose du revêtement et éventuellement le délai d'attente accentuent la déstabilisation du versant. Pour des déconfinements (λ) importants ou

bien une attente prolongée avant la pose du revêtement, la situation de l'ouvrage dans le versant conditionne fortement l'interaction plus ou moins importante de l'ouvrage avec le mouvement naturel du versant.

- La taille de l'ouvrage semble également fortement influencer la déstabilisation du massif tandis que la forme de l'ouvrage influence peu les conditions de déstabilisation du versant. Pour une même distance de l'ouvrage à la surface du versant, relative à la taille de l'ouvrage, l'ouvrage de faible dimension permet de moins déstabiliser le massif. La forme de l'ouvrage semble être un facteur secondaire dans la déstabilisation du versant. Cependant l'ouvrage en « fer à cheval » accentue la différence de convergence en paroi entre les piédroits par rapport à la convergence verticale. De plus la variation de courbure d'un tunnel en « fer à cheval » entraîne une forte variation angulaire des convergences en paroi, des déplacements de l'ouvrage et des efforts et déformations dans la structure.
- La prise en compte d'une auréole de terrains endommagés ne semble pas influencer fortement la déstabilisation du massif au voisinage de l'ouvrage. En revanche l'EDZ facilite les déplacements en paroi et principalement au niveau du piédroit droit (côté massif).

| ***Influence de la situation de l'ouvrage dans le versant – tunnel (D=10m) - λ = 70 %*** | | |
|---|---|---|
| Distance au versant (situation d) | $C_H$ *(en m)* | $C_V$ *(en m)* |
| 0,5D | 0,34 | 0,25 |
| 1,0D | 0,45 | 0,27 |
| 1,5D | 0,48 | 0,32 |
| 2,0D | 0,37 | 0,34 |
| 3,0D | 0,33 | 0,39 |
| 5,0D | 0,39 | 0,55 |
| Altitude (distance 1,5D) | $C_H$ *(en m)* | $C_V$ *(en m)* |
| a – tête du versant | 0,11 | 0,15 |
| b – centre du versant | 0,30 | 0,28 |
| c – pied du versant | 0,42 | 0,32 |
| d – base du versant | 0,48 | **0,32** |
| ***Tunnel 1,5D (D=10m) – Influence du déconfinement*** | | |
| Déconfinement λ (%) | $C_H$ *(en m)* | $C_V$ *(en m)* |
| 60 | 0,31 | 0,21 |
| 70 | 0,48 | 0,32 |
| 80 | 0,69 | 0,49 |
| ***Influence de la taille et de la forme de l'ouvrage en base du versant*** | | |
| Déconfinement λ = 70 % | $C_H$ *(en m)* | $C_V$ *(en m)* |
| Circulaire 1,5D-D=10m | 0,51 | 0,36 |
| Circulaire 3,0D-D=10m | 0,35 | 0,42 |
| Circulaire 3,0D-D=6m | 0,19 | 0,16 |
| Fer à cheval 3,0D-D=5-6m | 0,21 | 0,14 |
| ***Influence de la prise en compte d'une EDZ*** | | |
| Déconfinement λ = 70 % | $C_H$ *(en m)* | $C_V$ *(en m)* |
| 1,5D – D=6m – EDZ | 0,22 | 0,14 |
| 1,5D – D=6m – sans EDZ | 0,19 | 0,12 |
| ***Influence de la prise en compte des contraintes d'origine tectonique*** | | |
| Déconfinement λ = 70 % | $C_H$ *(en m)* | $C_V$ *(en m)* |
| $K_0$ = 0,43 – 1,5D – D=10m | 0,48 | 0,33 |
| $K_0$ = 1,0 – 1,5D – D=10m | 0,70 | 0,37 |
| $K_0$ = 1,5 – 1,5D – D=10m | 0,88 | 0,47 |

**Tableau 21.** Evolution des critères de déplacements en paroi de l'excavation pour les différents facteurs d'influences.

- L'influence des contraintes tectoniques associées à la variation du coefficient $K_0$ affecte fortement la déstabilisation du massif. Lorsque la valeur de $K_0$ augmente, les déplacements horizontaux augmentent également. La déstabilisation du massif

augmente, ce qui se traduit par des déplacements plus importants du côté amont que du côté aval.

- La prise en compte du fluage ne semble pas être le premier critère qui définit les conditions d'interactions de l'ouvrage avec l'instabilité de versant. Tout du moins l'étude a montré une évolution significative des déplacements de l'ouvrage lorsque l'ouvrage est situé proche de la surface du versant et lorsque le temps d'attente avant la pose de la structure est suffisant afin d'autoriser une déstabilisation du versant. En d'autres termes, la prise en compte du fluage est intéressante lorsque le massif présente un taux de fluage important, pour une situation de l'ouvrage et des conditions de creusement permettant une évolution différée de la déstabilisation du massif.

Au niveau des déplacements au sein du massif, le changement de la situation de l'ouvrage ou des contraintes initiales au sein massif affectent l'amplitude et l'orientation des déplacements au sein du massif. Le déconfinement ne joue un rôle que sur l'amplitude de la déstabilisation provoquée par la mise en place de l'ouvrage.

La prise en compte d'une décompression post-glaciaire pour les versants montagneux semble importante à prendre en compte pour les versants ayant subi au cours de leur histoire un chargement mécanique dû à la variation d'épaisseur d'un glacier. Le mouvement naturel du versant soumis à la décompression glaciaire est lent, progressif, et affecte la stabilité du versant longtemps après la disparition du glacier.

### *3.4.2. Conclusions relatives à l'ouvrage*

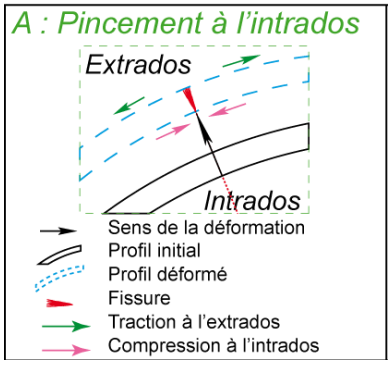
L'analyse des efforts, des déformations et des déplacements a permis de tirer des conclusions générales sur les pathologies et les efforts subis par la structure autour de la section transversale dans le cas d'un mouvement de versant au sein d'un massif homogène.

- *Forces axiales :*

L'observation de la répartition des efforts de compression et de traction dans les éléments autour de l'ouvrage conduit aux commentaires suivants :

*Au niveau de la naissance de la voûte (côté versant) :*

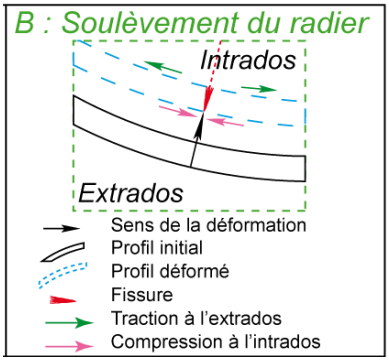
La compression et le raccourcissement à l'intrados constatés dans les différentes études paramétriques au niveau de la naissance de la voûte côté aval sont associés à des déplacements orientés vers l'extérieur du profil. Cette observation est cohérente avec le développement de fissures longitudinales fermées au niveau de l'intrados de la structure et causées par une rupture en compression.



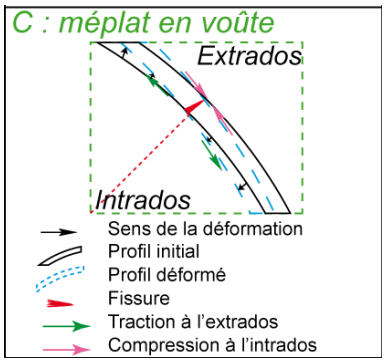

Du fait de la capacité de résistance en compression plus importante de la structure, ce type de pathologie doit apparaître de manière secondaire une fois que la structure s'est suffisamment déformée et déjetée vers le versant.

*Au niveau de la naissance du radier (côté versant) :*

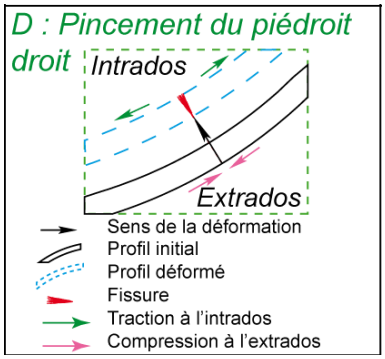
En radier, la structure se déforme et remonte (vecteurs de déplacement orientés vers l'intérieur de l'ouvrage). De plus cette portion de l'ouvrage est soumise à de faibles compressions ou de fortes tractions associées respectivement à des raccourcissements ou à des extensions.




Il est probable que des fissures longitudinales ouvertes au niveau de l'intrados apparaissent.




*Au niveau de la naissance de la voûte (côté massif) :*
La voûte côté massif subit des forces axiales en compression très faibles et pour l'étude sur le fluage, on constate l'existence de forces de traction. Les faibles extensions ou raccourcissements constatés sont associés à des déplacements de la structure plus faibles que ceux constatés en radier. Ils traduisent un comportement pouvant générer des fissures longitudinales ouvertes et quelques fois déplacées au niveau de l'intrados.




*Au niveau de la naissance du radier (côté massif) :*
La structure se déforme en direction du centre de l'ouvrage. Au niveau des efforts, la compression à l'extrados associée au raccourcissement caractérisent cette portion de la structure.

Lorsque la résistance en compression est dépassée, des fissures longitudinales ouvertes à l'intrados peuvent apparaître. Cependant du fait de la capacité de résistance en compression plus importante de toute structure souterraine (fonctionnant en compression), ce type de pathologie n'est généralement pas la première à apparaître.

- *Forces de cisaillement :*

Les forces de cisaillement affectent différemment l'ouvrage en fonction de l'orientation de la convergence moyenne des déplacements autour de la section.

Pour les études faisant intervenir le modèle A, correspondant à un sol homogène susceptible d'être le siège d'un glissement, les brusques variations des forces de cisaillements sont localisées au niveau de la naissance gauche de la voûte ($\theta \approx 135°$) et en naissance droite du radier ($\theta \approx 297°$-$306°$).
Les déformations de cisaillement se développent au sein du massif lors de l'attente avant la mise en place de la structure. Une attente prolongée a pour effet d'augmenter l'endommagement du massif et les déformations de cisaillement au sein de la structure. Durant la phase de déconfinement avant la mise en place de la structure, les déplacements en paroi constituent la réponse du mouvement de versant à la sollicitation créée par le creusement. La Figure 82 illustre les fortes convergences au niveau de la naissance gauche de la voûte ($\theta = 135°$) et la forte variation en base du radier côté amont ($290° < \theta < 300°$). Ces portions de l'ouvrage subissant de forts déplacements sont fortement affectées par les bandes de cisaillement reliant l'ouvrage à l'instabilité du versant créée. L'orientation des vecteurs de déplacement au sein du massif durant la phase de creusement de l'ouvrage et avant la mise en place du revêtement est globalement parallèle au versant à l'amont de l'ouvrage ($\theta \approx 210°$). Les déformations de cisaillement au sein du terrain localisées au niveau des fortes variations latérales de la convergence en paroi de l'ouvrage sont orthogonales à l'orientation du mouvement de versant (Figure 127).

Pour les études faisant intervenir le modèle B, le massif rocheux est plus résistant et la dimension de l'ouvrage perturbe peu le mouvement du versant qui correspond à une décompression post-glaciaire. Le mouvement de versant est orienté vers la « surface libre » ($\beta = 166°$). Les brusques variations des forces de cisaillement sont localisées principalement au niveau de la naissance gauche du radier ($240° < \theta < 255°$) et en voûte côté amont ($60° < \theta < 82{,}5°$), à 90° de la direction des vecteurs de déplacement à la surface du versant (Figure 127).

Le temps d'attente avant la pose du revêtement et également la situation de l'ouvrage dans le versant conditionnent l'endommagement du massif aussi bien à court terme que son évolution à long terme. Lorsque l'ouvrage ne déclenche pas une instabilité du versant et que

le mouvement du versant reste proche de son évolution naturelle, le vecteur de déplacement moyen au sein du massif conditionne cependant la localisation du développement des déformations de cisaillement au sein du massif. Pour le cas d'étude, ce vecteur de déplacement moyen au niveau de la surface du versant est orienté tel que β = 166° (Figure 119). Cette orientation, orthogonale aux fortes déformations de cisaillement au sein du massif, correspond aux zones de convergences importantes durant la phase d'attente.

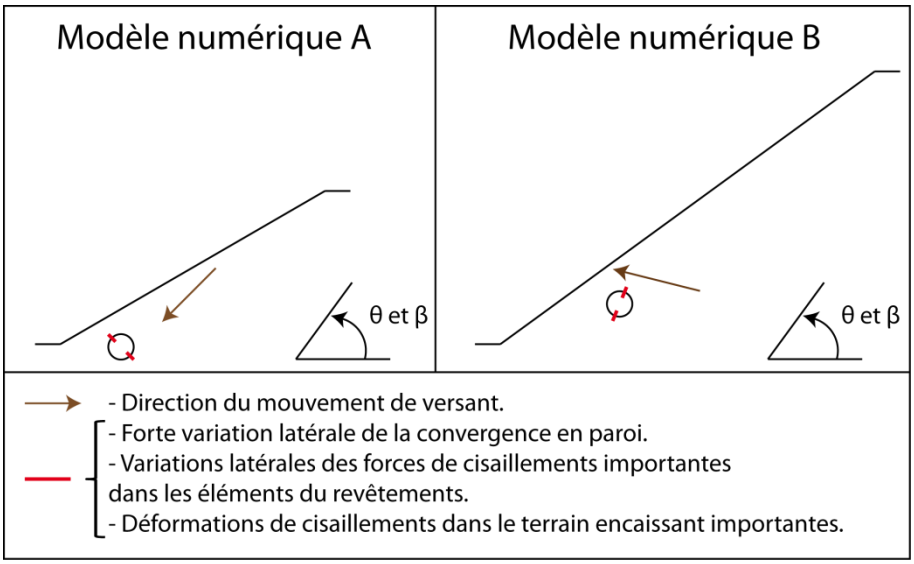



**Figure 127.** Schémas de la localisation des pathologies dues au cisaillement en fonction de l'orientation du mouvement de versant.

En conclusion, l'apparition des fissures en sifflet au niveau de la voûte côté massif et en base du radier côté versant, révèle un déplacement en paroi durant la phase d'attente avant la pose du revêtement pour un tunnel orienté pseudo-parallèlement à la surface du versant. L'ouvrage perturbe peu la stabilité globale du versant et son mouvement naturel. En revanche, l'apparition des fissures de cisaillement au niveau de la base du piédroit droit et au niveau de la naissance gauche de la voûte au plus proche du versant suggère une forte influence de l'attente sans structure et de la déstabilisation du versant sur la modification du mouvement général du versant au voisinage de l'ouvrage.

Enfin, l'analyse et la comparaison des résultats numériques des deux modèles (A et B) mettent également en évidence une interaction de l'ouvrage avec une instabilité de versant différente.
Dans le cas du modèle A, le versant est proche de l'état instable et le massif est caractérisé par un matériau peu cohésif. Le creusement de l'ouvrage provoque un mouvement de versant de type glissement rotationnel.

Dans le cas du modèle B, les bonnes caractéristiques mécaniques du massif et la cinétique lente du mouvement de décompression post-glaciaire ne permettent pas une déstabilisation marquée du versant lors de la construction du tunnel. Cependant tout comme pour les études paramétriques préliminaires du modèle A, la situation de l'ouvrage dans le versant et surtout le déconfinement et le temps d'attente avant la pose de la structure sont des paramètres importants à considérer.

Les analyses numériques ont permis de dresser l'influence de différents paramètres sur la déstabilisation du versant et sur les efforts et déformations subis par l'ouvrage. Dans la partie suivante, les rétro-analyses d'études de cas vont permettre de caractériser, pour différents contextes géologiques, géomorphologiques… et suivant la situation des ouvrages dans le versant, les pathologies remarquables et leurs localisations autour de différents profils.

# Chapitre 4. Pathologies observées – Apports de la géomécanique dans l'analyse des dommages et la définition des confortements

## 4.1. Principales pathologies observées – Orientation de l'ouvrage par rapport au versant.

Dans cette partie, des pathologies caractéristiques de la structure d'ouvrages sont présentées pour différentes situations de tunnel par rapport au versant.

### *4.1.1. Tunnel d'Anvers – Ouvrage perpendiculaire au mouvement du versant.*

*A. Introduction :*

Le tunnel d'Anvers est situé dans la région Rhône-Alpes, dans le département de la Savoie (73). Cet ouvrage n'est actuellement plus en activité. C'était un tunnel de la ligne de chemin de fer reliant Culoz à Modane entre les localités d'Orelle-Prémont et la Praz (Figure 128).

Creusé dans les années 1868, ce tunnel de 312 m de long a été abandonné suite à d'importantes déformations de la section du tunnel. La ligne a ensuite été déviée en 1888 entre les PK225,116 et PK225,907 (PK : point kilométrique) passant ainsi sur la rive droite de la rivière l'Arc, au moyen de 2 ponts (Jenny, G., 2010). Ces nouveaux ouvrages coûtèrent environ un demi-million de francs à l'époque (Brunner, P., 1935) et traduisent bien les enjeux économiques de l'impact des instabilités sur les ouvrages de transports.

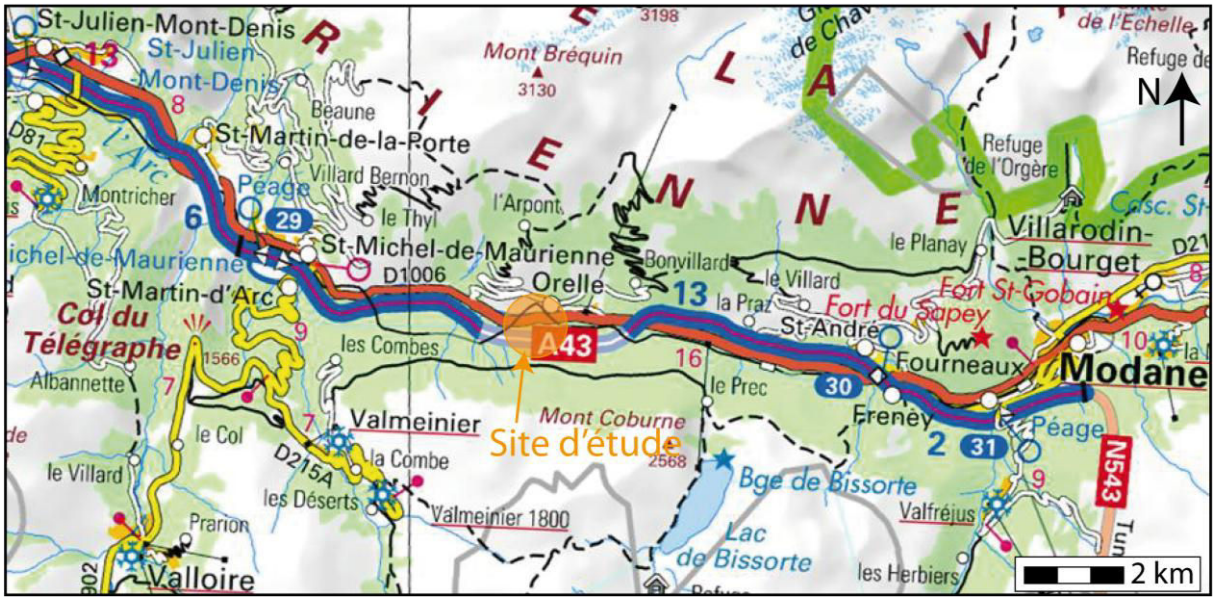



**Figure 128.** Localisation géographique du tunnel d'Anvers (Géoportail.gouv.fr).

Cette étude de cas présente un tunnel condamné seulement 20 années après sa construction pour cause de risques vis-à-vis du trafic (Thiaudière, P., 2008). Situé dans un environnement très défavorable pour le vieillissement et l'apparition de pathologies de la structure de l'ouvrage, cette étude de cas illustre une évolution naturelle d'un ouvrage en situation de versant instable.
Du fait de la faible quantité de données relatives aux travaux de maintenance, de suivi et de reconnaissances des terrains, cette étude reste purement descriptive et ne fait pas l'objet de

simulations numériques qui pourraient aider à l'analyse des désordres et des causes de la rupture.

### B. *Contexte morphologique :*

Le tunnel d'Anvers est situé sur la rive gauche de l'Arc à environ de 850 m (NGF). Son axe sensiblement Est-Ouest le définit comme un tunnel pseudo-parallèle au versant, en pied du versant et sous une faible couverture d'environ 50 m d'épaisseur (Figure 129).

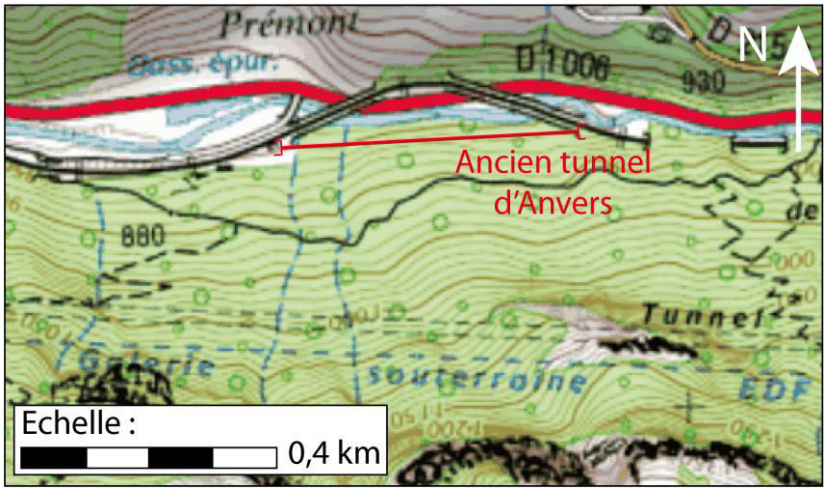



**Figure 129.** Carte topographique du site du tunnel d'Anvers (Infoterre.brgm.fr).

Les pentes du versant au-dessus du tunnel varient de 50% à 75%. La Figure 130 illustre le panorama du versant pris depuis le versant opposé.

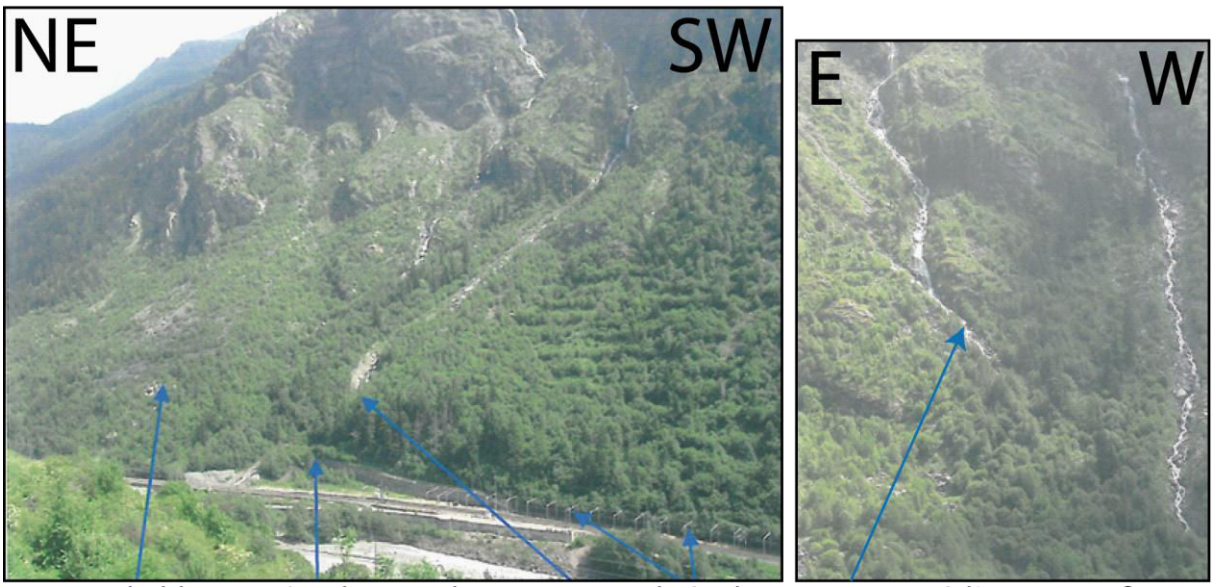



**Figure 130.** Panoramas du versant (dossier SNCF).

### C. *Contexte géologique :*

Le tunnel se situe dans la zone Houillère Briançonnaise orientale constituée de dépôts d'âge Permo-Houiller.
Elle est constituée de conglomérats polygéniques, de grès feldspathiques micacés, de pélites noires et de couches d'anthracite, recoupées par des sills et dykes d'une roche de texture micro-grenue (Barfety, J.-C et al., 2006).

L'étude de Mercier, D., en 1987 a permis de subdiviser l'unité du soubassement Houiller en 3 ensembles : supérieur-moyen-inférieur (Gidon, M., 2011). La zone d'étude située à 4,5 km à l'Ouest de la localité « la Praz » appartient à l'unité Houillère productive (Namuro-Westphalien). Elle est composée des « grès de la Praz » (conglomérats et grès grossiers à lits de micas et chlorites), surmontés de la « formation schisto-gréseuse de la Tarentaise » (Barfety, J.-C et al., 2006). Ces formations ont subi diverses phases de plissement.

La Figure 131 illustre les formations rencontrées au sein du versant.

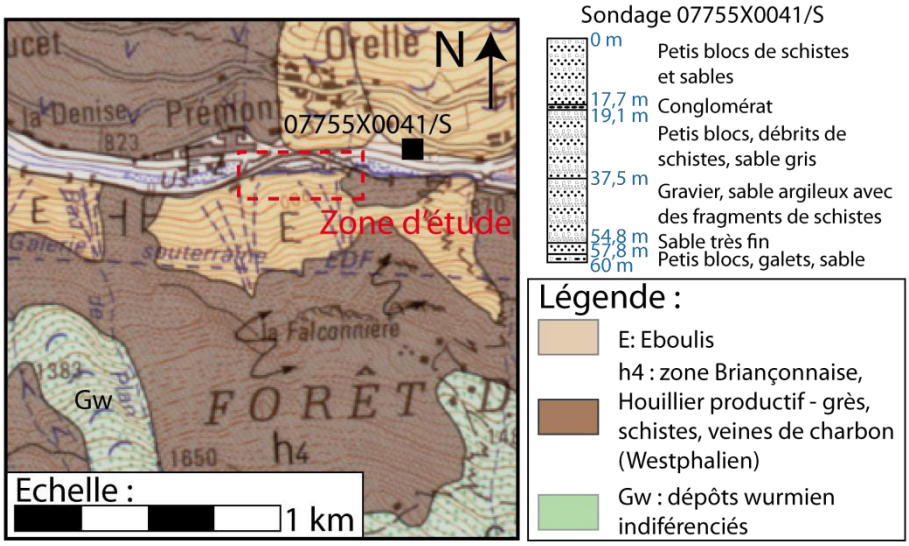



**Figure 131.** Carte géologique du tunnel d'Anvers au 1/50000ème (Infoterre.brgm.fr).

La rétro-analyse de l'ouvrage conduit à supposer que le tunnel a été creusé dans une formation de couverture instable, constituée d'éboulis (Thiaudière P., 2008).

Le sondage 07755X0041/S (tiré de la banque de données d'Infoterre) situé à proximité du site d'étude permet de caractériser la formation d'éboulis. Elle est constituée par des dépôts détritiques issus du Houiller Briançonnais, en partie remaniés par l'Arc.

### D. *Contexte hydrogéologique :*

Les observations réalisées lors des visites d'inspection par le personnel de la SNCF en charge de l'inspection et de la maintenance des ouvrages anciens permettent de préciser le contexte hydrogéologique.

Le tunnel est recoupé par deux torrents de montagne en amont du tunnel à proximité de la tête du tunnel Ouest « coté Culoz » (Figure 130). Le torrent le plus à l'Ouest est capté par un ouvrage maçonné au niveau de l'aplomb du tunnel. Cette structure permet d'éviter des infiltrations d'eau trop importantes dans le tunnel.
Le second torrent, plus à l'Est, se ramifie pour ensuite disparaître dans la formation d'éboulis en amont du tunnel. La formation constituée d'éboulis est le siège d'écoulements importants, lesquels sont partiellement interceptés par l'ouvrage.

Les visites d'inspection de l'ouvrage ont pu détecter des venues d'eau assez importantes principalement au voisinage de la zone comblée par l'effondrement. L'encaissant proche du tunnel semble être sujet à des circulations d'eau (infiltrations, présence d'efflorescences noires à l'intrados de la maçonnerie, petites stalactites et stalagmites de calcite, draperies

carbonatées). Ces concrétions sont situées au-dessous des joints de maçonnerie fissurés en voûte.

Des variations saisonnières des infiltrations ont été notées. En effet, en période hors-gel, une augmentation des venues d'eau a été détectée en s'approchant de l'extrémité obstruée et effondrée du tunnel (Figure 132) et également à proximité de la niche de sécurité (côté massif). Dans ce contexte, cette infiltration irrégulière au cours de l'année correspond à un écoulement de nappe libre de versant. La présence de stalactites et stalagmites de glace en période hivernale est cohérente avec l'hypothèse de processus de gélifraction affectant les moellons de maçonnerie ainsi que les joints.

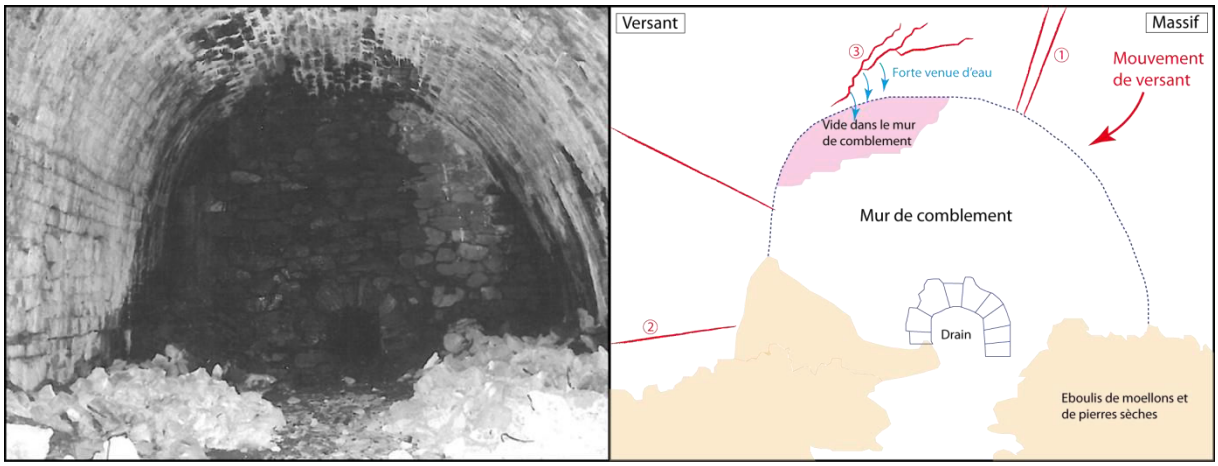



**Figure 132.** Déformation du profil et distribution spatiale des fissures.

### *E. Creusement et structure de l'ouvrage :*

Compte tenu de la période de construction de cet ouvrage, les techniques de creusement, de phasage et de confortement étaient essentiellement manuelles. Le contexte potentiellement instable de l'encaissant de l'ouvrage suggère que la « méthode belge » a été utilisée pour sa construction.

Cette méthode nécessite la présence d'un ou deux niveaux de clavages accompagnés de reprise en sous-œuvre de la structure. Les niveaux de jonction des sections de maçonnerie constituent des plans de fragilité naturels selon plusieurs hypothèses :

- au niveau structurel, la reprise en sous-œuvre de la maçonnerie entraîne une hétérogénéité de la taille des blocs entre la base de la phase n et les blocs de tête de la phase n+1 avec ainsi une légère différence de résistance ;
- les faibles vitesses de creusement des méthodes anciennes associées au phasage du creusement et à la mise en place du revêtement, peuvent entraîner une convergence ainsi qu'une poussée des terrains irrégulière au niveau de la jonction des deux sections de la maçonnerie. Au niveau de la reprise en sous-œuvre, la surface de contact peut être le siège d'un écart de convergence important et donc d'une hétérogénéité de remise en charge.

La morphologie de la galerie en forme de « fer à cheval » est accompagnée par la présence de niches latérales de sécurité prolongées par des petites niches de captage des eaux du côté massif. Les niches de drainage soulignent la prise de conscience de la forte problématique des eaux d'écoulement et d'infiltration dans le tunnel.

### *F. Pathologies de la structure :*

La gravité des pathologies varie selon le linéaire de l'ouvrage. Certaines sections du tunnel, situées dans des zones moins sujettes aux mouvements du versant sont toujours en relativement bon état. En dehors de la section effondrée de l'ouvrage, la qualité de la maçonnerie ancienne d'origine et l'évolution lente des pathologies et avaries constatées ont

permis d'assurer une bonne tenue du profil de l'ouvrage en dépit de l'absence de réfections et d'entretiens. Cependant, au voisinage de la zone totalement comblée, différentes pathologies affectent la maçonnerie. Les principales observations réalisées lors des visites d'inspection sont décrites et illustrées ci-dessous (Figure 133).

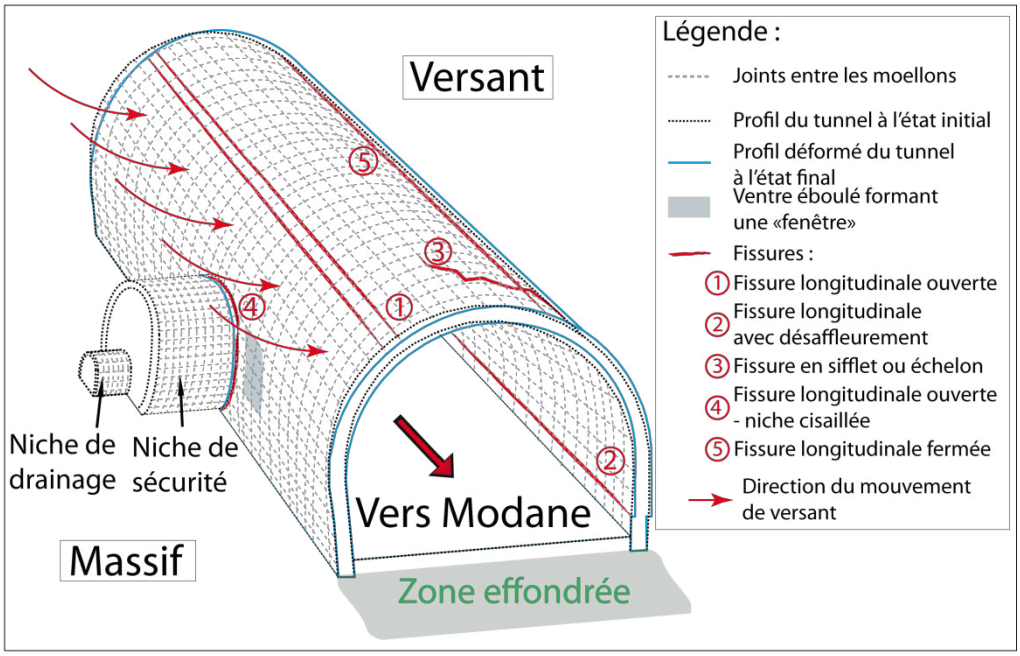



**Figure 133.** Déformation du profil et répartition spatiale des fissures.

La description des déformations autour du profil et des fissures aide à la compréhension de l'interaction entre l'ouvrage et le mouvement au sein du versant.

- *Déformation de la section du tunnel :*

Suivant l'axe de l'ouvrage, les observations des déformations des sections transversales permettent de déterminer l'amplitude de la sollicitation engendrée par le mouvement de versant.

Le tronçon du tunnel endommagé au voisinage de la section comblée est déjeté en direction du versant (Figure 132). Sous l'action du mouvement de versant, la majorité des déformations sont reprises au niveau des joints de maçonnerie qui permettent à la structure de se déformer et de se déverser en direction du versant. L'apparition de fissures au niveau des joints de la maçonnerie est constatée dans les zones soumises à des grandes déformations.

Du côté amont de la vallée et du côté massif, la structure maçonnée est déformée vers l'intérieur de l'ouvrage (aplanissement de la voûte).
Au niveau d'une niche de drainage (côté massif) située à proximité de la zone effondrée, le piédroit gauche de la niche est déformé du côté de la zone effondrée (à l'Est). Cette déformation du chaînage d'angle est provoquée par la poussée du massif.

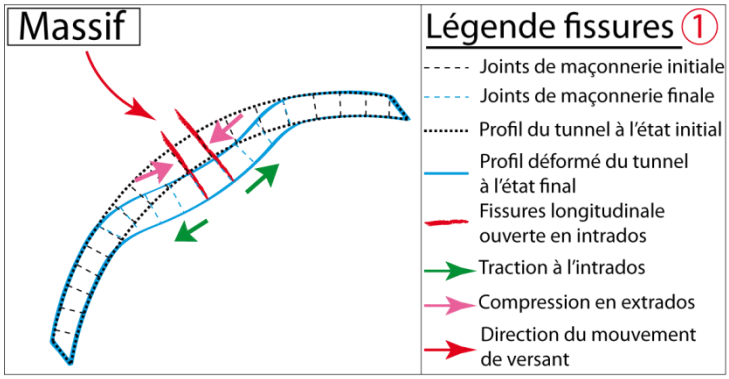
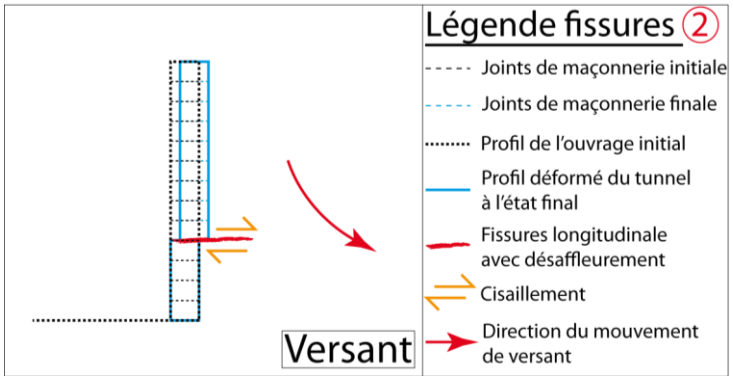
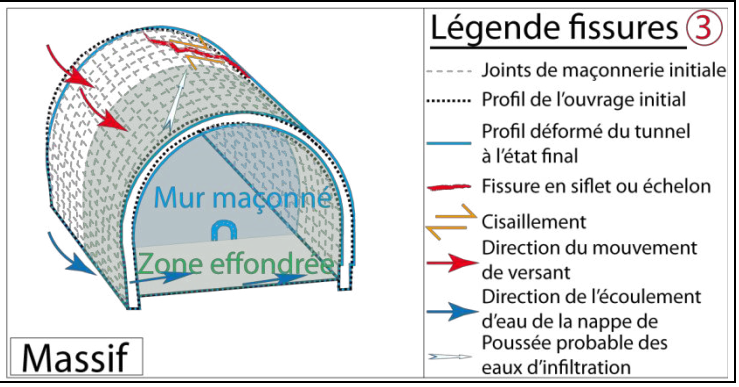
A proximité de cette niche de sécurité et de celle de drainage, une déformation localisée en piédroit du côté massif se caractérise par un ventre (Figure 133). Cette déformation traduit une déformation orientée vers l'intérieur du profil au niveau du piédroit. Il est possible de distinguer une dislocation de la maçonnerie créant une « fenêtre naturelle » sur le terrain. Une poussée localisée du massif amplifiée par des venues d'eau et probablement une irrégularité de construction ou un vide derrière la structure peuvent avoir entraîné l'apparition de cette pathologie.

Enfin, des désaffleurements au niveau de la ligne de naissance et en bas du piédroit côté versant, sont accompagnés de fissures présentant un rejet significatif de quelques centimètres.

- *Fissuration de la maçonnerie :*

Dans un contexte de tunnel parallèle au versant, il est normal de constater des fissures longitudinales propres à un tunnel dont l'axe est perpendiculaire à la direction du mouvement de versant (Wang T.T., 2010). L'observation des fissures 1, 2 et 4 (Figure 133) illustrent bien le comportement d'un tunnel soumis à des efforts transversaux.

Les différentes pathologies correspondant aux zones les plus endommagées sont décrites ci-dessous.

| | |
|---|---|
| Les fissures 1 observées sont longitudinales à l'axe du tunnel et prennent naissance au niveau du rein amont, côté massif. Ces fissures ouvertes de plusieurs centimètres sont provoquées par des efforts de traction à l'intrados du tunnel.<br><br>La coïncidence de ces fissures avec les joints de maçonnerie est due à une plus grande fragilité au niveau de ces liaisons. |  |
| La fissure 2, longitudinale en base du piédroit côté versant résulte du décrochement de la structure rigide du tunnel sous l'action du mouvement de versant. Cette fracture présente un désaffleurement pluri-centimétrique avec un léger rejet vertical pouvant être la conséquence de l'ablation du joint sous l'effort de cisaillement.<br><br>La fracture est localisée au niveau d'un joint de la maçonnerie et résulte d'efforts de cisaillement. |  |
| La fissure 3 « en sifflet » ou en échelon est oblique par rapport à l'axe de l'ouvrage. Elle est postérieure au comblement de la section effondrée et à la construction du mur maçonné.<br><br>La rupture démarre au niveau du mur en naissance de la voûte côté versant et remonte progressivement en clé de voûte en allant vers la tête du tunnel. |  |

Le réseau de fissures observées rend compte de la réponse actuelle de l'ouvrage face au mouvement du versant avant et après le comblement d'un tronçon. L'orientation de la fissure 3 suggère un mouvement de versant local et orienté de manière oblique à l'ouvrage. La construction du mur de soutènement semble avoir eu une influence sur le développement de cette fissure (Figure 134).

En faisant attention au mouvement relatif des moellons cisaillés et au niveau de maçonnerie décalée, on constate la présence de 2 générations de fissures définissant des mouvements spécifiques :

- Les fissures 3a, sénestres indiquent un décalage différentiel vers l'aval de la partie effondrée. Ces fissures peuvent résulter d'une déformation du profil plus avancée pour la

section effondrée, sous l'action d'un écoulement privilégié derrière le mur de soutènement actuel, ayant conduit à terme à la rupture.

- Les fissures 3b, à jeu dextre, sont postérieures à la construction du mur de soutènement. Elles indiquent un mouvement vers l'aval de la partie non effondrée. Le mur de confortement constitue une structure rigide qui a permis de séparer le tronçon comblé de l'ouvrage de celui encore ouvert pour des inspections.

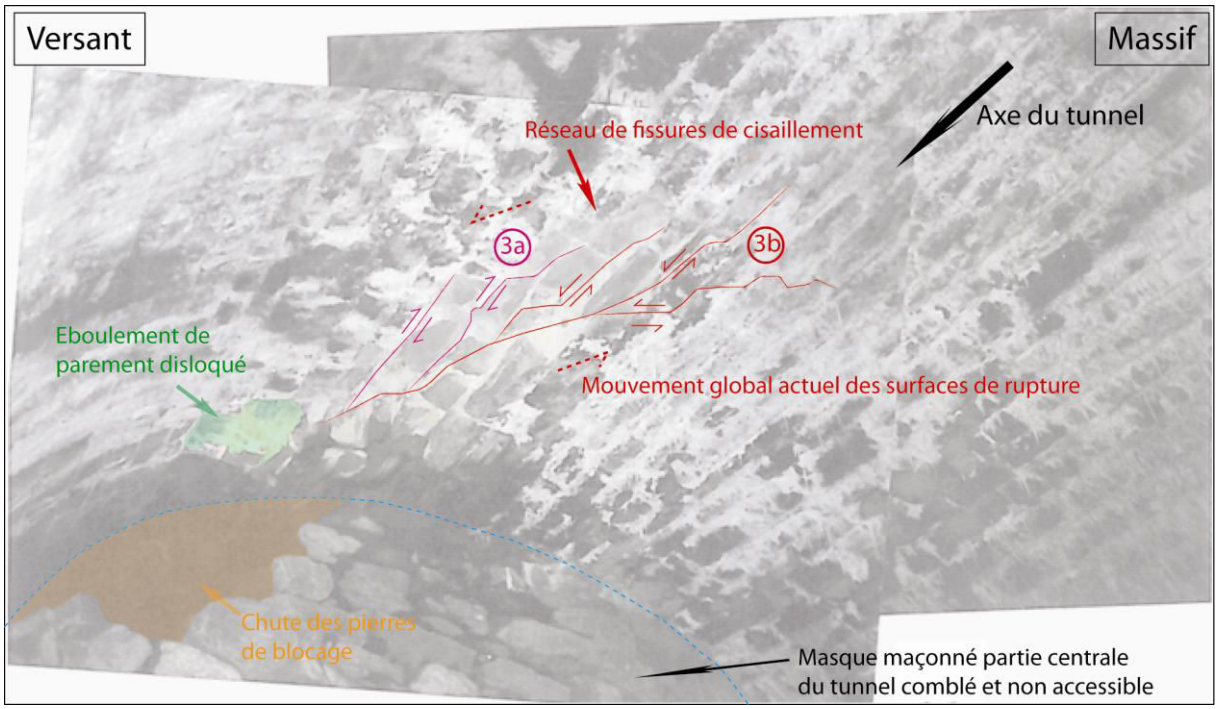
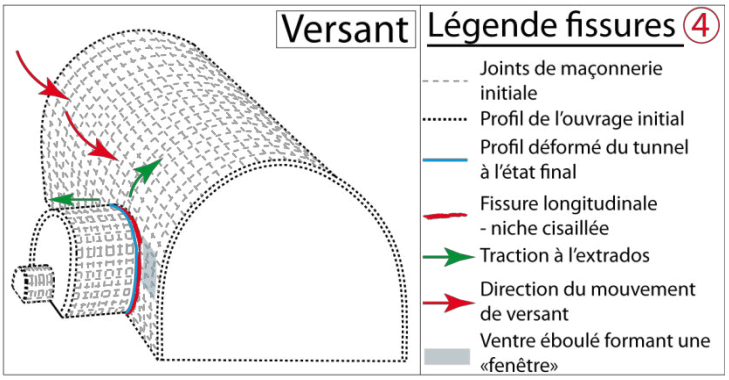
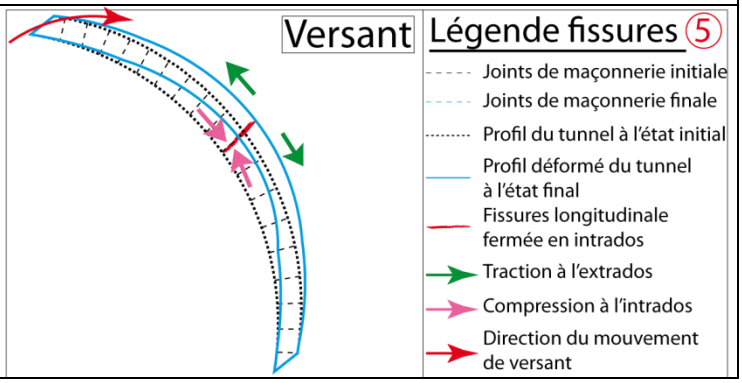



**Figure 134.** Développement de la fissure n°3 de cisaillement en voûte.

| | |
|---|---|
| La fissure 4, est longitudinale à l'axe du tunnel et transversale à la niche de sécurité. Cette rupture résulte d'un contraste de dimension et de la réponse face aux poussées du terrain. L'interface entre les 2 ouvrages subit des tractions à l'extrados, au niveau de la clé de voûte de la niche, accentuées par le déversement du tunnel dans le versant. La fissure créée est largement ouverte (pluri-centimétrique) en clé de voûte de la niche et son écartement diminue vers la base du piédroit. |  |
| La fissure 5 observée au niveau du rein côté versant est longitudinale à l'axe du tunnel. Cette fissure est fermée et résulte d'efforts de compression au niveau de l'intrados de l'ouvrage. Elle est accompagnée du déversement de l'ouvrage au sein du versant.<br><br>La rupture se produit au sein des joints plus souples de la maçonnerie. |  |

- Evolution des pathologies de l'ouvrage.

La modification de l'interaction de l'ouvrage avec l'encaissant peut se traduire par 2 types d'évolutions : la dégradation des matériaux constitutifs du revêtement ou la dégradation de l'encaissant. La succession des inspections visuelles, en partie subjectives, permet de constater uniquement l'évolution des dégradations de la structure du revêtement.

Au niveau de la structure du tunnel, le vieillissement et la dégradation des matériaux affectent préférentiellement les joints de la maçonnerie. Soumis à des altérations chimiques des eaux pures de fonte des neiges, aux circulations d'eau et à la gélifraction, les joints en mortier de chaux se désagrègent au cours du temps et on assiste à une diminution, voire à la disparition de la cohésion du « liant ». A terme, l'interaction de l'ouvrage avec le mouvement du versant conduit à la déformation de l'ouvrage puis à l'apparition de fissures. En absence de confortement et de réparation, on assiste à des déjointements de moellons suivis de la chute de parties de maçonnerie et à terme au comblement de l'ouvrage et son effondrement.

La cinétique des désordres constatés lors des visites d'inspection semble lente malgré la gravité de ces désordres. En effet, leur évolution entre 2 visites d'inspection espacées d'une décennie est difficilement perceptible, ce qui conduit à émettre l'hypothèse d'un lent fluage au sein du versant.

### *G. Conclusion :*

Compte tenu de l'absence d'entretien et de réparation de l'ouvrage depuis son abandon dans les années 1888, ce tunnel illustre l'évolution continue et non perturbée d'un ouvrage soumis à une instabilité de versant orientée transversalement à l'axe de l'ouvrage. Les vitesses d'évolution des dommages constatés paraissent lentes et semblent correspondre à un mouvement de versant soumis à un phénomène de fluage.

En analysant le contexte hydrogéologique du versant, avec les venues d'eau observées, il est fortement probable que l'eau soit un des moteurs des mouvements au sein du versant. De plus, la présence d'eau constitue un vecteur favorisant la dégradation mécanique et chimique du massif et de la structure du tunnel.

Malgré des données purement descriptives des pathologies de l'ouvrage, ce tunnel présente l'intérêt d'illustrer des pathologies caractéristiques d'un ouvrage parallèle au versant. Les pathologies de l'ouvrage coïncident bien avec les observations tirées de l'étude de Wang, T.T., (2010). Des fissures longitudinales ont bien été observées pour un mouvement de versant transversal à l'orientation de l'ouvrage (Figure 9). Le changement de comportement de l'ouvrage entre l'amont et l'aval, les fissures et les déformations spécifiques semblent également conformes aux prévisions à savoir :

- de la traction accompagnée d'une extension et des vecteurs de déplacement orientés vers l'intérieur de l'ouvrage au niveau de la voûte côté amont ;
- une compression associée à un raccourcissement et des déplacements orientés vers l'extérieur au niveau de la voûte côté aval.

Enfin, cet ouvrage présente la particularité d'illustrer le changement de comportement tunnel/encaissant au niveau de la zone d'effondrement avant la rupture de la structure mais également après l'effondrement et après la construction du mur de soutènement. Cette structure de confortement construite transversalement à l'axe de l'ouvrage provoque le développement de fissures obliques par rapport à l'axe de l'ouvrage.

### 4.1.2. *Tunnel de St Marcel – Ouvrage parallèle au mouvement du versant.*

#### A. *Introduction :*

Le tunnel de St-Marcel est situé dans la région Rhône-Alpes, dans le département de la Savoie (73). Il est situé sur la ligne de chemin de fer reliant Moûtiers à Bourg-St-Maurice sur la commune de Saint-Marcel (Figure 135).

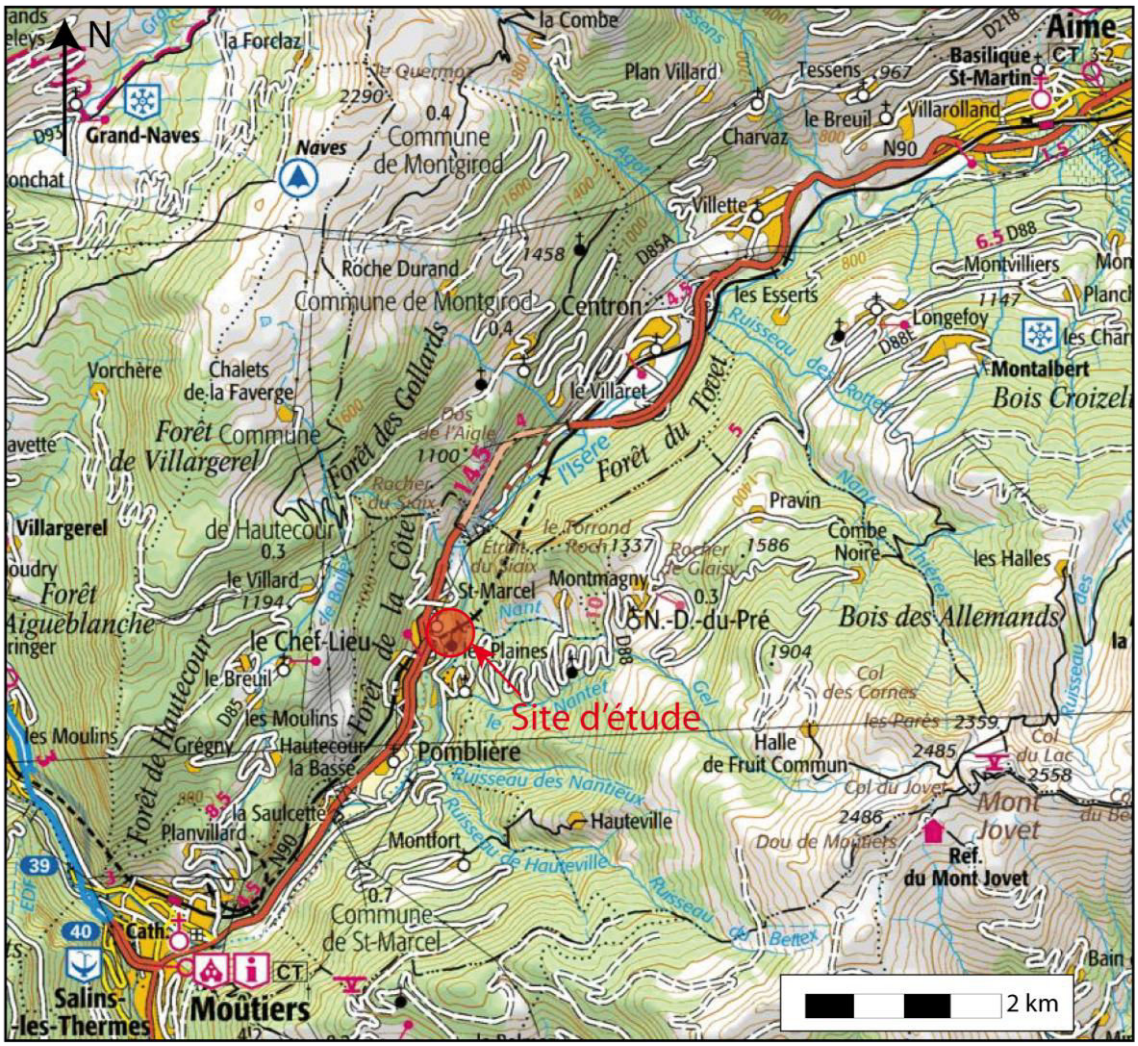



**Figure 135.** Localisation géographique du tunnel de St-Marcel (Infoterre.brgm.fr).

Creusé dans les années 1913, ce tunnel de 474 m de long, orienté NE-SW est prolongé au NE par un viaduc enjambant le cours de l'Isère. La tête Nord du tunnel est prolongée par des murs en aile de part et d'autre de la voie, diminuant progressivement en hauteur. Ils font ensuite place à une plateforme d'une vingtaine de mètres de largeur fondée sur un remblai, lequel repose sur un cône d'éboulis rocheux. Il permet de relier la tête de l'ouvrage au viaduc. La tête Nord du tunnel de St Marcel et le viaduc des Plaines reposent sur un cône d'éboulis rocheux de 60 mètres de hauteur surplombant la berge de l'Isère.

#### B. *Contexte morphologique :*

Le tracé de l'ouvrage est orienté NE-SW et recoupe de manière transversale le cours de l'Isère au niveau du viaduc des Plaines. La tête Nord du tunnel est surmontée d'une falaise rocheuse de 105 mètres de haut, orientée NNW-SSE. L'ouvrage rentre donc transversalement à l'orientation du relief (Figure 136).

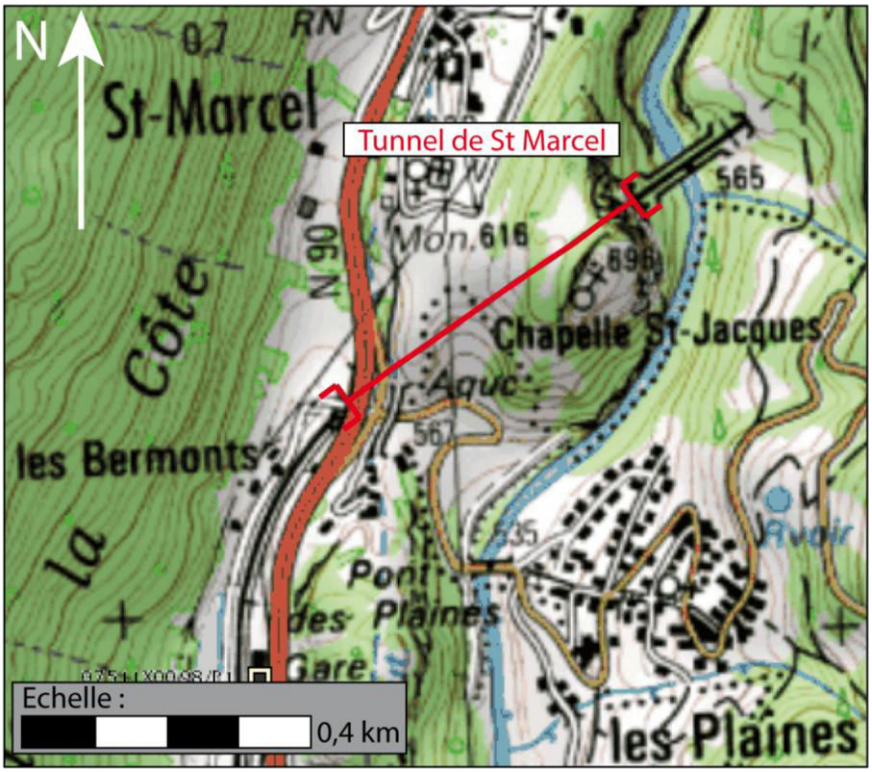



**Figure 136.** Carte topographique du tunnel de St Marcel (Infoterre.brgm.fr).

Les observations menées en rive droite de l'Isère ont montré une absence d'érosion basale en pied du versant, même durant les périodes de crues. Les éboulis en base du versant ont été alimentés par des éboulements et par des chutes de blocs provenant de la falaise sus-jacente comme le montre l'analyse du panorama du versant. Certaines instabilités locales de la falaise sont toujours actives (Thiaudière, P., 2008). Elles découlent de l'évolution morphologique du versant suite au dernier retrait glaciaire, à l'origine d'une décompression du versant et du développement d'instabilités gravitaires. Une part importante des dépôts provenant des éboulements en masse de la falaise ont alimenté le cône d'éboulis (Figure 137).

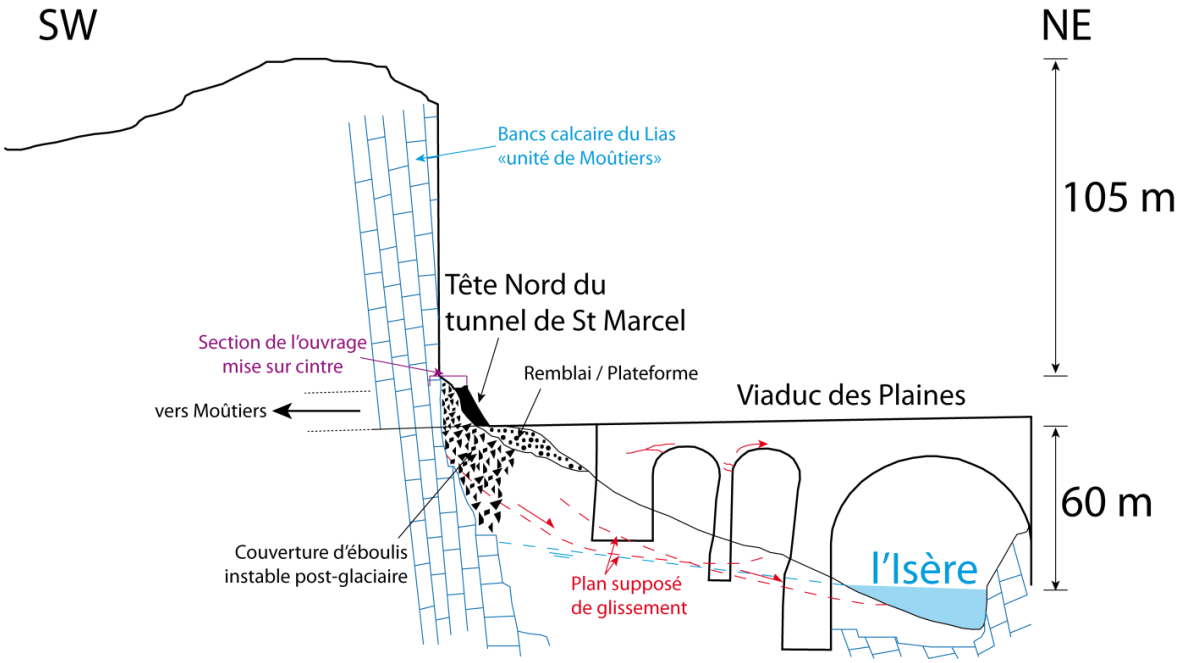



**Figure 137.** Coupe schématique NE-SW de la tête Nord du tunnel de Saint-Marcel (Thiaudière, P., 2008).

### C. *Contexte géologique :*

La vallée de la Tarentaise, en amont d'Albertville, abrite le site d'étude. Le tronçon moyen de l'Isère entre Moûtiers et Bourg-St-Maurice est orienté NE-SW à NNE-SSW. Grossièrement, la rive gauche de l'Isère, rattachée à la Vanoise, est formée par des unités subbriançonnaise et briançonnaises. La rive droite, située dans le Beaufortin oriental, est attribuée aux unités de la zone valaisanne (Figure 138).

A l'échelle régionale les limites d'unités de la zone valaisanne sont orientées N30° tout comme la majorité des plis affectant ces formations. Cette orientation plus méridionale par rapport à celle du cours de l'Isère contraint son lit à l'Est jusqu'à la localité « les Plaines » située au Sud de St-Marcel.

Les formations valaisannes entre Moûtiers et Aime, en rive gauche de l'Isère constituent des écailles très redressées qui ne se poursuivent guère que sur 1 km en moyenne vers l'Est au niveau des versants de faible pente. Elles se biseautent le long de la faille de la moyenne Tarentaise orientée à l'échelle régionale N45°. Cet accident majeur présente un jeu normal coulissant dextre avec un pendage vers l'Est et il correspond à un accident tardif dans la formation de l'arc Alpin.

Le tunnel est en zone valaisanne et plus précisément au sein de l'unité de Moutiers (u.M). La formation constituant la butte de la chapelle St Jacques correspond au Lias de la Tarentaise (l) et est nommée « calcaire du Siaix ». C'est un calcaire blanc, massif, sub-récifal constituant également l'étroit de Siaix au Nord du site (Figure 138). Au niveau de l'ouvrage, les bancs de calcaire très verticalisés du Lias et constituant la falaise sont orientés N-S à légèrement NNW-SSE, direction proche de celle de la falaise.

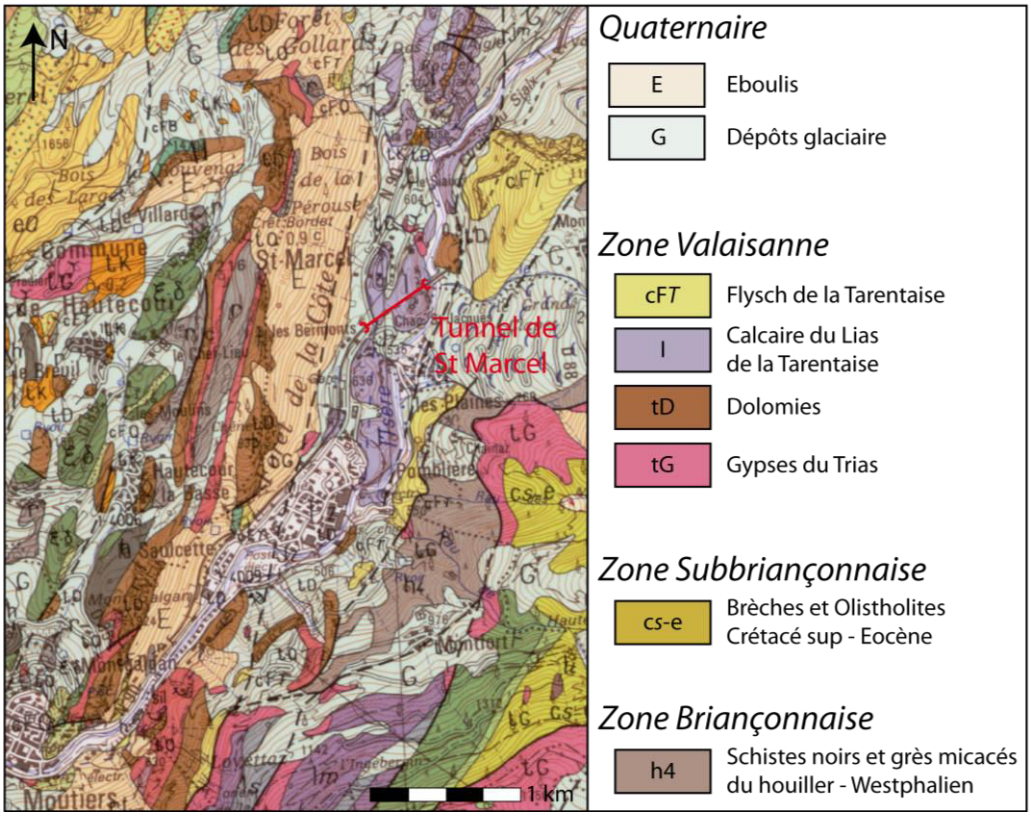



**Figure 138.** Carte géologique du tunnel de St-Marcel au 1/50000ème (Infoterre.brgm.fr).

D'après les éléments d'archives, au niveau de la tête Nord du tunnel de St Marcel, l'ouvrage subit une transition assez brutale d'encaissant entre les bancs calcaires subverticaux formant la falaise et des éboulis de pente, seulement quelques mètres avant le débouché de l'ouvrage. Cette zone de transition de faciès coïncide avec la zone endommagée de

l'ouvrage, confortée par des cintres métalliques. La variation longitudinale d'encaissant constitue une surface préférentielle de cisaillement de la structure de l'ouvrage.

### *D. Contexte hydrogéologique :*

A l'amont du site d'étude, le lit de l'Isère se resserre et entre dans des gorges au niveau de l'endroit le plus resserré et abrupt : l'Etroit du Siaix situé à moins d'un kilomètre au Nord du viaduc des Plaines. Le cours de l'Isère se fraye un chemin au travers des barres calcaires massives du Lias, orientées N-S à NNE-SSW.

Le cours est orienté principalement suivant les structures géologiques à l'échelle régionale.

Au niveau du tunnel, les eaux d'infiltration sont récupérées par le drain situé sous le ballast. Les travaux d'étanchéité n'ont pas permis d'assurer totalement l'absence de venues d'eau dans l'ouvrage. Au niveau du viaduc des Plaines, la légère pente de l'ouvrage laisse supposer un écoulement des eaux de ruissellement en direction de la tête Nord du tunnel de St Marcel.

### *E. Caractéristiques de l'ouvrage :*

Cet ouvrage à voie unique est caractérisé par une ouverture de 5 m aux naissances et une hauteur sous clé de 6 m. Le viaduc des Plaines présente une rampe de 20 mm/m vers le Nord tandis que le tunnel possède une rampe de 14 à 16 mm/m vers le Nord. Le collecteur des eaux d'infiltration du tunnel est situé à 0,5 m sous le ballast et il évacue les eaux d'infiltration au niveau de la tête Sud de l'ouvrage (côté St Pierre d'Albigny).

La structure de l'ouvrage est constituée d'une maçonnerie assisée avec des moellons calcaires. La maçonnerie de 0,6 m d'épaisseur est liée au terrain encaissant par un mur de pierres sèches de 0,6 m d'épaisseur. Le radier est formé d'un mortier de ciment.

### *F. Pathologies de la structure :*

Les premières pathologies de l'ouvrage sont apparues entre la mise en service de l'ouvrage (1913) et les premières réfections réalisées en 1924. Celles-ci consistaient en un rejointement partiel des moellons sur 500 m².

A environ 2 m de la tête Nord de l'ouvrage, des fissures anciennes ont été rebouchées avec du ciment en 1938 puis ces fissures ont été de nouveau rebouchées en 1967. La section à proximité de la tête Nord du tunnel a été confortée par des cintres métalliques et la maçonnerie a été rejointée en 1992 suite aux désordres récurrents. Les principales fissures ont été instrumentées avec des fissuromètres directionnels à partir de 1981.

Les investigations au niveau de l'ouvrage ont permis de mettre en évidence :

- au niveau du tunnel, la présence de fissures transversales en escalier et obliques indiquant un décrochement de la tête du tunnel en direction du versant. Les fissures présentées en Figure 139 suggèrent une désolidarisation en 2 compartiments du reste de l'ouvrage ;
- une accélération de l'ouverture des fissures depuis 1981. Entre 1981 et 1988, l'ouverture des fissures était comprise entre 0,4 mm/an et 0,85 mm/an. Entre 1991 et 1996, l'ouverture des fissures s'élevait à 2,26 mm/an ;
- un affaissement des parapets entre le viaduc et la tête Nord du tunnel de St Marcel.

Au niveau du cône d'éboulis, le suivi du nivellement mis en place en 1989 montre un tassement moyen de 3,3 mm/an pour les zones les plus actives. L'orientation de la section affaissée plus méridienne d'environ 30° par rapport à l'axe de l'ouvrage indique la direction du mouvement de versant (Thiaudière, P., 2008). Au niveau des principales fissures transversales, l'orientation du mouvement de versant semble également légèrement plus méridien que l'orientation de l'axe du tunnel (Figure 139).

Les investigations et le suivi mis en place (sondages destructifs et mesures inclinométriques) au sein du cône d'éboulis ont permis de mettre en évidence des matériaux constitués de blocs rocheux dans une matrice sablo-argileuse jusqu'à 9,5 m de profondeur. En dessous,

les blocs rocheux sont plus gros et les matériaux sont plus compacts. Les mesures inclinométriques annuelles n'ont pas mis en évidence de déformations significatives (Thiaudière, P., 2008).

Les mesures ne mettent pas en évidence un mouvement de versant par à-coup mais plutôt un mouvement lent continu.

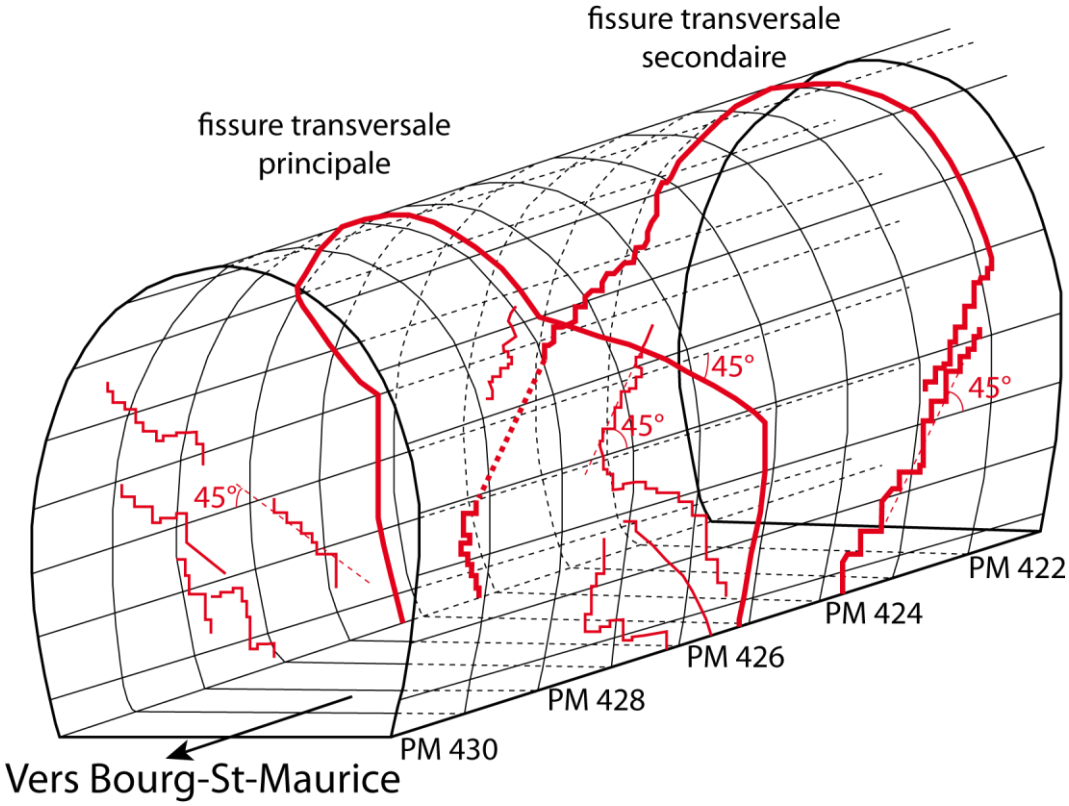



**Figure 139.** Représentation graphique des pathologies affectant la tête Nord du tunnel de Saint-Marcel (Thiaudière, P., 2008).

## G. *Conclusions et perspectives :*

- *Conclusions :*

Le mécanisme d'instabilité responsable du développement et de l'évolution des pathologies de l'ouvrage comporte deux composantes. L'instabilité de la falaise rocheuse est toujours active. Elle est caractérisée par des glissements plans, bancs sur bancs, constituant la première composante (la plus ancienne) du mouvement de versant. L'instabilité au sein du cône d'éboulis formé par des produits détritiques issus de la première source d'instabilité constitue la seconde composante de l'instabilité du versant. Au niveau de la tête Nord, l'ouvrage repose en partie sur le cône d'éboulis et subit aussi la décompression du versant et l'instabilité des bancs calcaires associés.

Ces deux phénomènes provoquent le décrochement de la tête Nord du tunnel de St Marcel. Le glissement et les tassements du cône d'éboulis et les légers glissements bancs sur bancs au sein du massif provoquent l'inflexion des rangs de moellons et l'apparition de fissures transversales en escalier. L'amplitude du mouvement de versant est plus importante au niveau du cône d'éboulis et semble s'atténuer au fur et à mesure que l'on s'enfonce au sein du massif.

L'évolution dans le temps du mouvement au sein du cône d'éboulis peut découler soit d'une consolidation résiduelle des matériaux influencée par des infiltrations d'eau, soit d'une instabilité du versant lente et peu active. Les piles du viaduc situées à la base du versant doivent apporter une certaine résistance face au glissement de terrain. Les précipitations, les

actions du gel-dégel conduisent à diminuer la stabilité de la falaise calcaire au cours du temps, notamment au niveau des joints stratigraphiques. L'état de stabilité de la falaise augmente au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la tête du tunnel au droit de la zone décomprimée.

Dans cette étude de cas, il est possible de retrouver les pathologies spécifiques d'un mouvement de versant orienté transversalement par rapport à l'ouvrage : décrochement de la tête du tunnel dans le versant accompagné de fissures transversales en escalier au niveau de l'ouvrage.

- *Perspectives :*

L'analyse du mouvement de versant et de son interaction avec l'ouvrage requiert la mise en place d'un programme d'investigation et de suivi du phénomène. Ce programme nécessiterait :

- la mise en place d'un suivi des déplacements à la surface de la falaise par interférométrie radar, et au sein du cône d'éboulis par des inclinomètres ;
- la caractérisation géomécanique des bancs calcaires du Lias et plus particulièrement la résistance au cisaillement des joints stratigraphiques ;
- la caractérisation géotechnique des formations constitutives du cône d'éboulis et la géométrie précise de cet ensemble par rapport à l'ouvrage et à la falaise ;
- La caractérisation des venues d'eau, de leurs évolutions au cours du temps et des variations du niveau de la nappe de versant.

### *4.1.3. Tunnel de la Madeleine – Ouvrage oblique par rapport au mouvement du versant.*

#### *A. Introduction :*

Le tunnel de la Madeleine est situé dans le département de la Savoie (73) entre les localités de Saintes-Marie-de-Cuines et Saint-Jean-de-Maurienne (Figure 140).

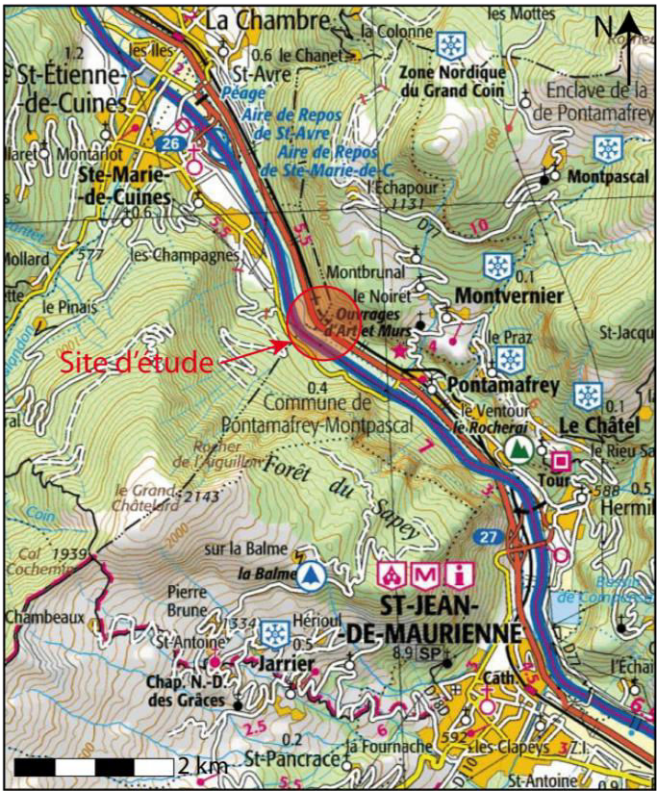



**Figure 140.** Localisation géographique du tunnel de la Madeleine (Infoterre.brgm.fr).

#### *B. Contexte morphologique :*

Cet ouvrage à voie double de 349 m de long suit la vallée de l'Arc et recoupe un éperon rocheux. La pente du versant, proche de 45°, est relativement homogène entre 460 m et 1000 m d'altitude. L'orientation de la vallée à N120° au Sud de l'éperon du rocher de Chatelard bifurque vers N165° en allant vers le Nord (Figure 141).

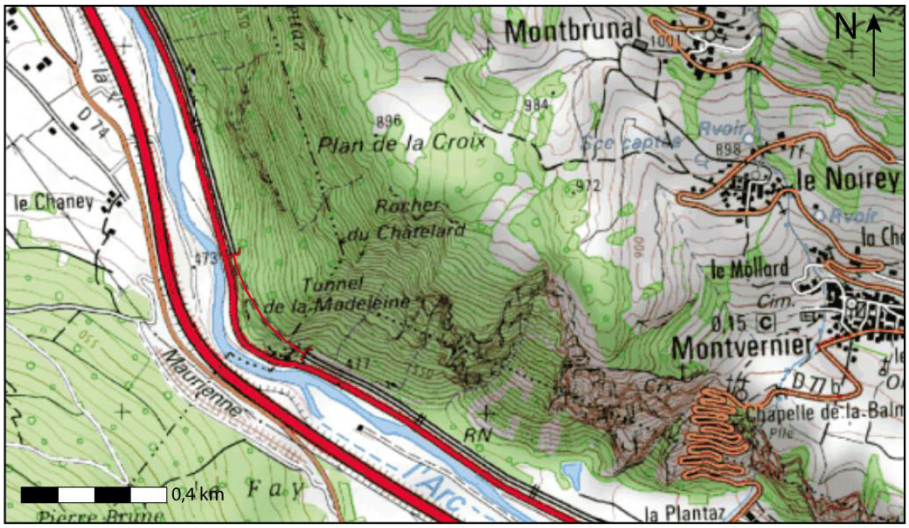



**Figure 141.** Carte topographique du tunnel de la Madeleine (Infoterre.brgm.fr).

Le profil en auge de la vallée, à fond plat avec des pentes de versant abruptes traduit un façonnement glaciaire de la vallée au cours du Quaternaire. Les épaulements résultent en partie du travail du glacier de vallée et aussi du contexte structural (Gidon, M., 2014).

Le tracé de l'ouvrage depuis la tête de tunnel Nord et en allant vers Modane est en courbe à gauche (Est). L'orientation de l'ouvrage passe de N120° au Sud à N165° au Nord. L'ouvrage rentre dans le versant de manière oblique au niveau de la tête Nord. Au niveau de la tête Sud l'ouvrage rentre perpendiculairement au versant.

Cet ouvrage est situé à faible profondeur avec une couverture maximale de 62 m au niveau du PM250 (côté Sud). La pente du versant est plus abrupte au niveau de la tête Sud du tunnel qu'au niveau de la tête Nord. Trois petits talwegs recoupent le tracé de l'ouvrage au niveau des PM162, PM234 et PM292 (Figure 142).

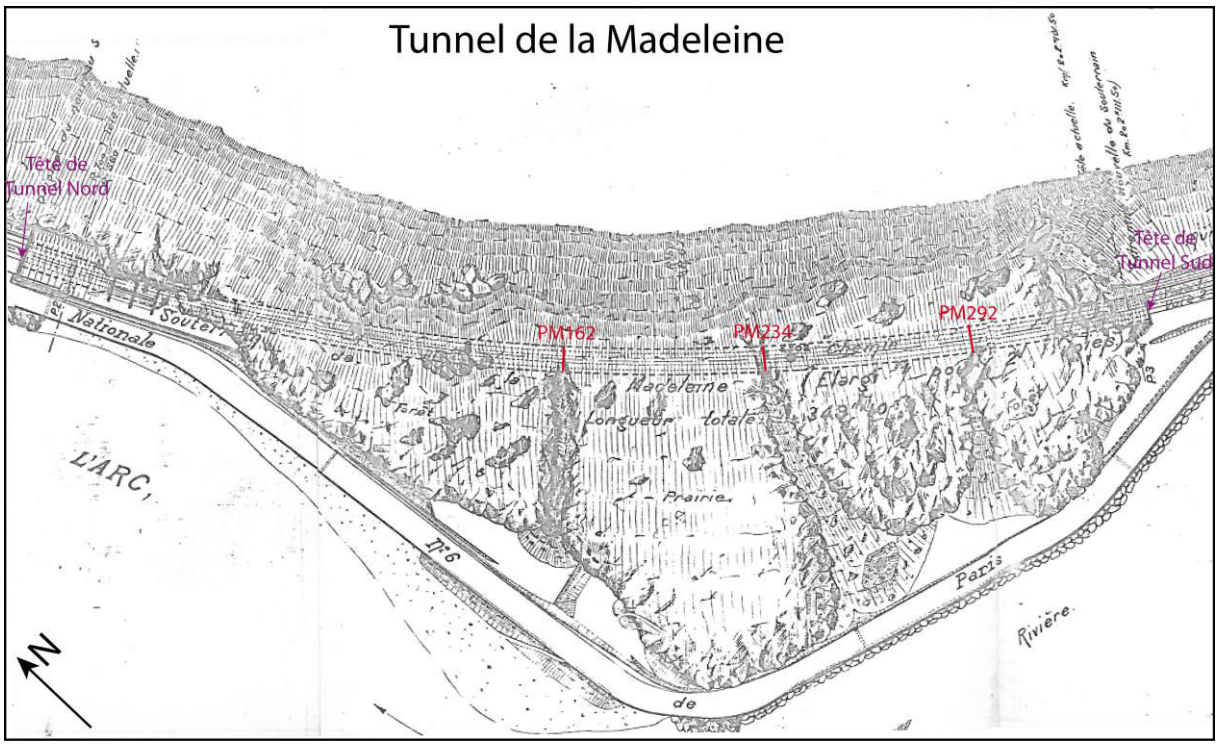



**Figure 142.** Morphologie précise du versant au niveau du tunnel de la Madeleine.

### C. *Contexte géologique :*

Le site d'étude est situé au sein de la zone dauphinoise. A l'échelle régionale cette zone correspond à une écaille de socle comprimée et affectée de plis serrés généralement déversés vers l'Ouest. Cette zone est dominée par le massif cristallin du Grand Châtelard au Sud. Ce dernier est affecté d'un déversement généralisé des structures vers le Nord-Ouest et affecté par des plans de fracturation orientés N20° à N40° avec un pendage de 50 à 70° vers l'Est (Barbier, R., 1948).

Les formations rencontrées au niveau du site correspondent à des gneiss fréquemment « granitisés » ($\zeta_M$) appartenant à l'auréole métamorphique du massif du Grand Châtelard. La carte géologique de St-Jean-de-Maurienne au 50000$^{ème}$ indique la présence de mylonites au niveau de la tête Sud du tunnel de la Madeleine.

Les plans de foliation de la formation gneissique sont orientés selon une direction NNE-SSW. Ils sont entrecoupés par des niveaux schisteux plus ou moins altérés. Plus au Sud, cette série est séparée par un accident majeur NE-SW associé à une formation mylonitique au niveau du pont de la Madeleine (CETE Lyon, 1993).

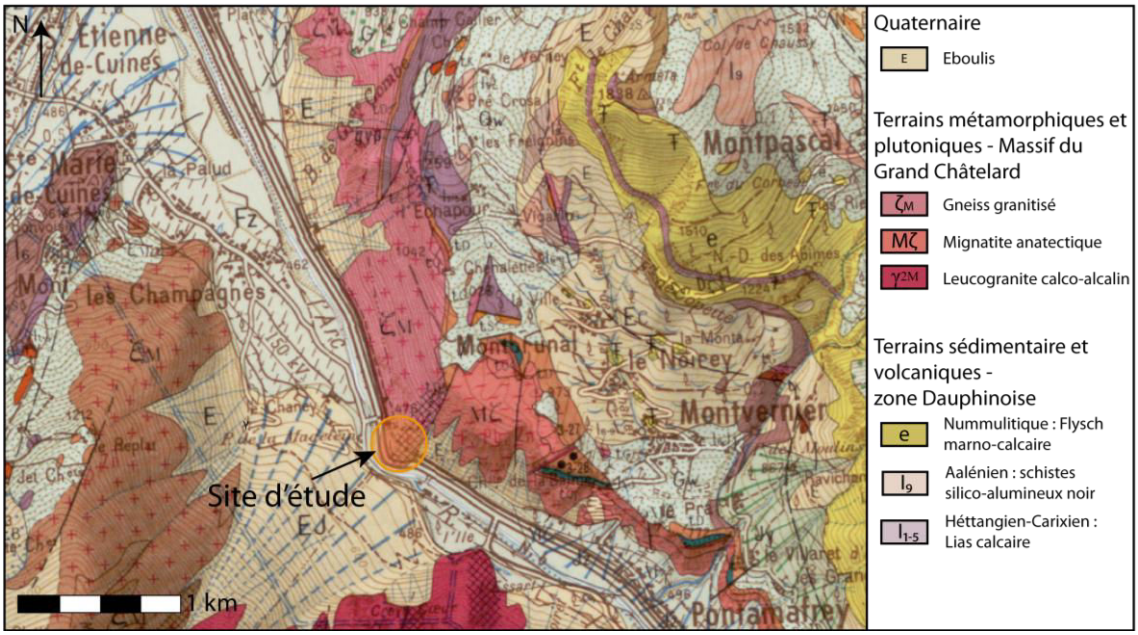



**Figure 143.** Carte géologique du tunnel de la Madeleine au 1/50000ème (Infoterre.brgm.fr).

L'analyse structurale du versant et les sondages d'investigation réalisés dans le tunnel ont permis de distinguer 3 principales familles (Figure 144) (CETE Lyon, 1993):

- la première famille (F1), la plus importante, est orientée NNE-SSW à NE-SW. Cette famille directionnelle correspond à un ensemble de fractures parallèles à subparallèles à la schistosité avec un pendage variant entre 60° et 85° vers l'Est ;
- la seconde famille (F2) est orientée NW-SE à WNW-ESE. Elle est perpendiculaire à la schistosité et correspond souvent à de grandes fractures orientées N115° avec un pendage de 70 à 80° vers le Sud-Ouest. Les accidents compris entre N125° et N140 sont caractérisés par un pendage légèrement plus faible ;
- la troisième famille (F3) est orientée WNW-ESE. Les plans de fracturation sont obliques par rapport à la schistosité et présentent un pendage de 50° à 80° vers le NE.

La visite du site en Juillet 2014 a permis également de retrouver ces différentes familles de fracturation.

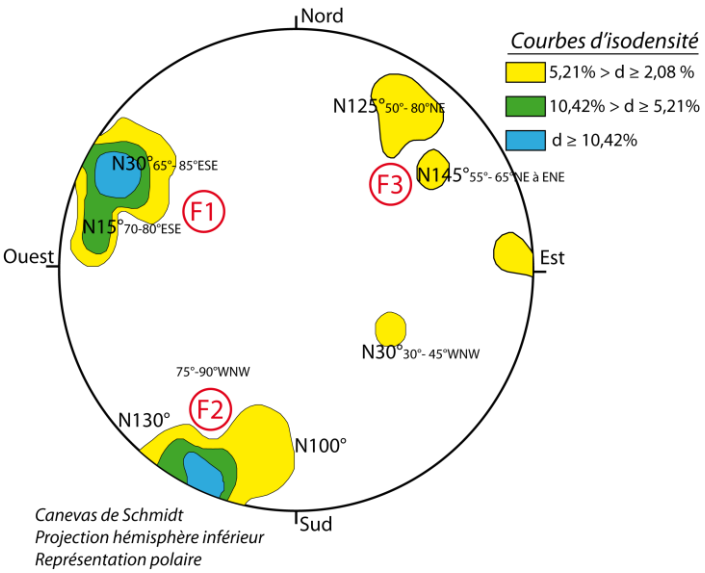



**Figure 144.** Représentation stéréographique des familles de fracturation affectant le massif du tunnel de la Madeleine (CETE Lyon, 1993).

Des phénomènes de fauchage sont fréquents lorsque la direction du versant est subparallèle à celle des fractures appartenant à la famille F1. Ces accidents présentent en effet un pendage contraire à la pente du versant. Ce type de phénomène est particulièrement actif au niveau de la tête Nord du tunnel, le versant étant orienté N-S. Ils ont nécessité la réalisation de travaux de confortement (boulons d'ancrage) dans les années 1980 (Figure 145).

Au niveau de la tête Sud de l'ouvrage le versant est orienté localement ENE-WSW. Le mécanisme d'instabilité résulte des dièdres formés par la conjugaison des accidents principaux (F1) correspond à la schistosité avec les plans de fracturation secondaires (F2). Le pendage des accidents F1 conforme à la pente du versant conduit à des glissements plans des dièdres instables formés. En 1985-1986, des chutes de blocs de plusieurs mètres cubes ont été constatées sur la N6 en contrebas du versant. Ces phénomènes superficiels de décollements et de glissements rocheux peuvent affecter des volumes importants (> 100 $m^3$) (CETE Lyon, 1993).

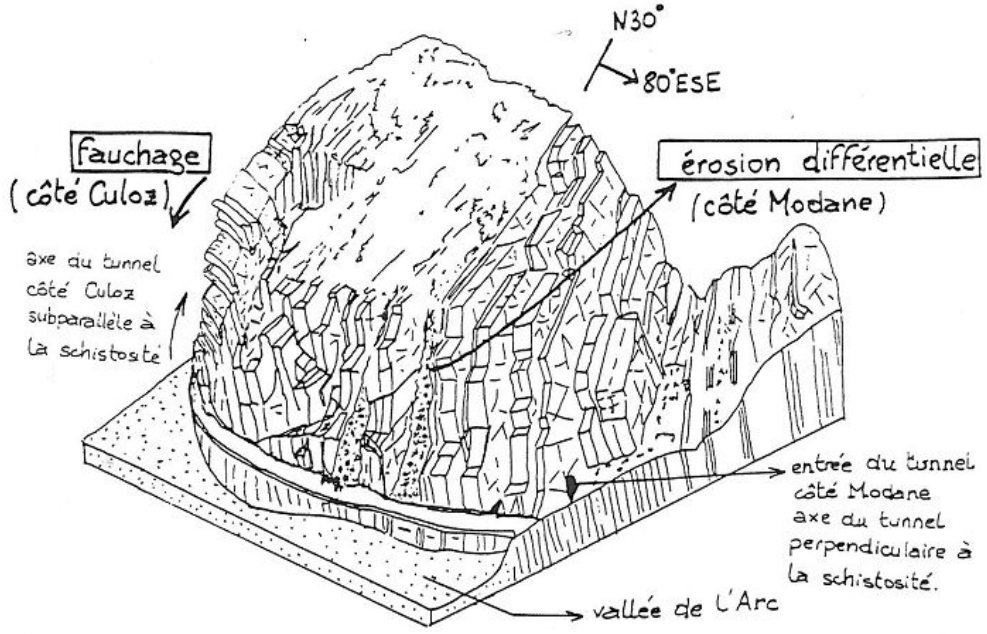



**Figure 145.** Schéma de la morphologie de l'ouvrage de la Madeleine au sein du versant (CETE Lyon, 1993).

### *D. Contexte hydrogéologique :*

Les comptes-rendus de visites de site ont mis en évidence des traces d'humidité importante au niveau de certaines sections de l'ouvrage. Des venues d'eau ont été constatées au sein de moellons sujets à des épaufrures au niveau des PM65, PM85, PM130, PM145, PM170, PM180, PM220 et PM285 (SNCF, 1983). Ces infiltrations, parfois avec un fort débit et sous pression, affectent plus particulièrement la voie V1 (côté montagne). Une partie des venues d'eau est temporaire tandis que d'autres présentant des traces de concrétions sont anciennes.

Trois principales zones en permanence humides ont été constatées au niveau :

- du PM70 au PM90, avec la présence de boue durant les périodes pluvieuses au niveau du PM75 ;
- du PM165, en voûte et piédroit gauche (côté montagne) ;
- du PM295.

Ces 2 dernières localisations correspondent aux sections de l'ouvrage interceptées par les talwegs, lesquelles constituent des zones préférentielles d'infiltration (Figure 142).

Ces venues d'eau résultent de circulations au sein des fractures du massif. La forte teneur en sulfate des eaux carbonatées résulte de la circulation de ces eaux au sein de formations triasiques gypseuses en partie sommitale du versant.

### *E. Creusement et structure de l'ouvrage :*

Cet ouvrage de 324 m de long, construit entre 1854 et 1858 a été dimensionné à l'origine pour un gabarit à voie unique. En 1903, la section de l'ouvrage a été élargie pour laisser passer 2 voies. L'ouvrage a également été rallongé la même année par des tranchées couvertes de 15 m de long, côté Sainte-Marie-de-Cuines, et de 10 m de long, côté St-Jean-de Maurienne, portant ainsi la longueur actuelle de l'ouvrage à 349 m.

La section de l'ouvrage est formée par une voûte plein-cintre de 4 m de rayon et de piédroits courbes de 16,5 m de rayon de courbure. L'ouverture maximale est de 8 m au niveau des naissances et l'ouvrage dégage une hauteur sous clé de 6,5 m par rapport au plan de roulement.

La structure de l'ouvrage est formée par une maçonnerie de moellons assisés avec une épaisseur homogène théorique de 0,55 m. Cependant certaines sections possèdent des surépaisseurs significatives :

- au niveau des têtes de tunnels du (PM0 au PM17 et du PM337 au PM349), les tranchées couvertes ont été renforcées avec une structure variant de 1,0 à 2,5 m d'épaisseur ;
- la portion de l'ouvrage entre les PM17 et PM65 est caractérisée par une surépaisseur de la maçonnerie atteignant 1,1 m en voûte et 2,5 m au niveau du piédroit droit (côté vallée).

La campagne d'investigation dans la portion de l'ouvrage comprise entre les PM17 et PM65 a permis de montrer que les épaisseurs réelles de la maçonnerie sont légèrement inférieures, jusqu'à 10%, à celles des épaisseurs théoriques.

- ***Analyse mécanique de la structure :***

La maçonnerie est constituée en majorité de moellons de gneiss avec localement des moellons de nature calcaire ou granitique. Les joints d'origine sont formés d'un mortier de chaux à texture vacuolaire à caverneuse et souvent fortement altérés. Les essais mécaniques réalisés ont permis de préciser la résistance de la maçonnerie. Les principaux résultats sont résumés ci-dessous (Stefan, G., Desparmet, A., 1978):

- *Moellons de calcaire :* la résistance à la compression simple est d'environ 46 MPa. Certains échantillons résistent jusqu'à 59 MPa. Un essai de traction brésilien a permis de quantifier la résistance à la compression diamétrale. La rupture a été atteinte pour une compression de 4,8 MPa.
- *Moellons de granite :* la résistance à la compression simple varie de 37 à 92 MPa. L'essai de résistance à la compression diamétrale a donné une résistance variable entre 5,6 et 8,4 MPa.
- *Mortiers de chaux :* la résistance à la compression diamétrale est caractérisée par des ruptures comprises entre 0,7 et 1,7 MPa.

L'analyse de ces résultats permet de mettre en évidence la faiblesse relative des joints de mortier face à un effort de traction par rapport aux moellons. Les moellons ont le plus souvent une bonne résistance mécanique.

- ***Analyse du contact structure / encaissant :***

Le terrain encaissant constitué de gneiss migmatitique est relativement fracturé au voisinage de l'ouvrage. L'indice RQD (*Rock Quality Designation*) est faible (30%) au niveau de la tête de tunnel côté Sud et plus fort (50%) au niveau de la tête de tunnel côté Nord.

La résistance à la compression simple des gneiss varie entre 19 et 59 MPa. Les essais de traction brésilienne indiquent des résistances comprises entre 7 et 10 MPa (CETE Lyon, 1984).

Les sondages et les observations endoscopiques de la campagne de 1984 réalisée par Simecsol ont permis de caractériser la zone de contact entre la structure et le terrain encaissant (Figure 146).

Des discontinuités de contacts ont été observées dans 57% des sondages. Elles découlent de la difficulté de bourrage du « nu » lors de la construction de la maçonnerie, notamment au niveau de la construction de la voûte. L'aspect lâche du blocage peut être aussi le résultat d'un lessivage des « fines » par les écoulements au sein du massif encaissant.

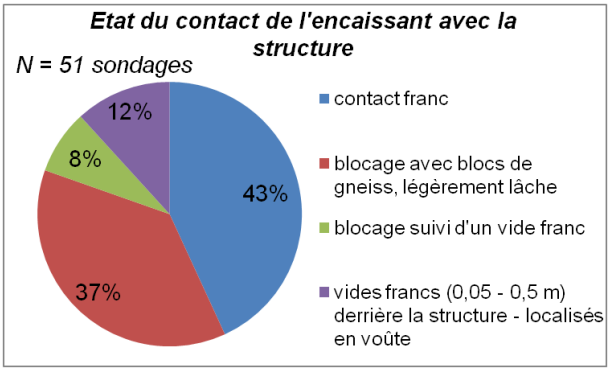



**Figure 146.** Etat du contact de l'encaissant avec la structure.

### F. *Pathologies de la structure :*

A l'échelle fine de l'ouvrage, les moellons principalement de nature calcaire subissent une exfoliation importante sur des profondeurs allant jusqu'à la dizaine de centimètres. Ces désordres sont principalement le résultat de l'effet du gel. Cependant l'état des contraintes dans la structure a pu avoir une influence sur l'apparition de ces désordres. Les principales sections de l'ouvrage sujettes à l'exfoliation sont situées aux PM75, PM85, PM255, PM270, PM275, PM280, PM288 et PM293.

Au niveau de l'ouvrage, de nombreuses déformations ont été constatées le long notamment d'un déversement significatif du profil entre la tête de tunnel Nord (côté Culoz) et le PM40. Cette déformation du profil est accompagnée par des fissures longitudinales en piédroit droit côté aval ainsi qu'au niveau du rein côté amont. Ces pathologies sont toujours actives puisqu'elles sont réapparues après les rejointements de la maçonnerie.
De plus entre les PM0 et PM50 de nombreuses fissures transversales ont également été observées. Elles correspondent en partie à des raccords d'anneaux. Une fissure de biais ou en escalier a été observée à la jonction de fissures longitudinales et transversales. Elle est localisée du côté aval en naissance au PM15 et en calotte au PM22. Une autre fissure de biais d'ouverture millimétrique est identifiable au niveau du PM44 en piédroit gauche (amont) et au PM48 en calotte. Elle peut être le résultat d'un mouvement oblique associé à l'entrée de la galerie dans le massif provoquant un décrochement de la tête dans le versant dans la même direction que le fauchage des blocs au sein du versant.

Des mesures de contraintes au vérin plat réalisées en 1984 ont permis de mettre en évidence (CETE Lyon, 1984) :

- une dissymétrie des contraintes de part et d'autre de la clé de voûte, la voûte côté massif supporte des efforts de compression au niveau de l'intrados plus faibles que du côté aval ;
- ces résultats semblent également indiquer une prédominance des poussées latérales au niveau des reins accompagnées d'un déversement vers l'aval.

Les piédroits de la structure en direction de St-Jean-de-Maurienne ont fait l'objet d'injections au niveau du PM150 jusqu'à la tête de tunnel Sud. D'autres injections ont été réalisées en

voûte sur la totalité du linéaire de l'ouvrage, sauf au niveau des têtes de tunnel. Ces travaux ont eu pour objectif d'étancher la structure, de régénérer la structure en remplissant les vides de la maçonnerie caverneuse, de faire participer le blocage à l'extrados et de combler les vides.

La réalisation d'une coque de béton projeté d'une épaisseur de 12 cm entre les PM70 et PM80 et également entre les PM260 et PM295 a été effectuée en 1985.

De plus, des travaux de drainage et d'injection d'étanchéité ont été effectués au droit des zones humides du fait du colmatage des drains situés à la base des piédroits et de l'accumulation des eaux sur la voie.

### *G. Conclusions et perspectives :*

- *Conclusions :*

Les pathologies de l'ouvrage persistent et continuent d'évoluer lentement malgré les réfections réalisées. Ces différents dommages (fissures longitudinales, fissures transversales et fissures obliques) sont sous le contrôle conjoint des accidents structuraux et du relief. L'histoire post-glaciaire du versant a fortement influencé l'évolution morphologique du versant. La décompression du versant suite au dernier retrait glaciaire tend à ouvrir les fractures découpant le massif, entraînant des instabilités gravitaires.

Pour mieux comprendre l'interaction entre les instabilités du versant et l'ouvrage, il est nécessaire d'analyser l'orientation de l'ouvrage par rapport à celle du versant et celle des principaux accidents structuraux. Les familles de fracturation et la foliation du massif constituent des plans de faiblesse mécanique. Le degré d'instabilité du versant est donc fonction de la morphologie du versant (orientation et pente) par rapport à ces accidents. Les pathologies de l'ouvrage découlent des directions et des amplitudes des instabilités générées.

Au niveau de la tête Nord de l'ouvrage, l'orientation du versant est proche de la direction de la famille principale de fracturation F1 ainsi que de la direction de la schistosité. Le pendage de ces plans de rupture, contraire à la pente du versant, favorise le phénomène de fauchage. L'ouvrage est orienté subparallèlement à la direction du versant. Le mouvement de l'instabilité majoritairement transversal par rapport à l'ouvrage provoque le développement d'une fissuration longitudinale.
Les fissures transversales et de biais apparaissent du fait de l'orientation des accidents légèrement obliques par rapport à celle de l'ouvrage, notamment au PM44-PM48. A ce niveau l'ouvrage rentre effectivement dans le massif de manière oblique par rapport à l'orientation du versant.

Au niveau de la tête de tunnel Sud de l'ouvrage, l'orientation du versant à N20° est orthogonale à celle de l'ouvrage (N120°). La direction de la famille principale de fracturation F1 est subparallèle à celle du versant et avec un pendage conforme à la pente du versant. Ce contexte est propice aux glissements et aux décollements au niveau des accidents suivant une orientation identique à celle de l'ouvrage. Les fissures transversales dans la maçonnerie de l'ouvrage rendent compte du mouvement de versant dans l'axe de l'ouvrage.

Enfin les venues d'eau importantes constatées lors des différentes inspections de l'ouvrage sont à l'origine de l'exfoliation des moellons et probablement de l'entraînement des fines au niveau de l'extrados de la structure.

- *Perspectives :*

La stabilisation des pathologies de l'ouvrage passe par une stabilisation des instabilités gravitaires au niveau du versant. Ces dernières découlent principalement des principaux accidents géologiques. Il est donc nécessaire de caractériser mécaniquement ces discontinuités afin de proposer un confortement du massif. La mise en place de boulons d'ancrage en paroi du versant pourrait permettre une stabilisation des instabilités générées au niveau des fractures.

## 4.2. Pathologies d'un bi-tube – Tunnel de Mari.

### *4.2.1. Tunnel de Mari – Analyse des différents contextes de l'ouvrage.*

#### *A. Introduction :*

Le tunnel de Mari est situé dans la province Italienne de Ligurie entre Menton et Vintimille à environ 2 km à l'Ouest du centre ville de Vintimille (Figure 147). Cet ouvrage suit la côte et est donc parallèle au versant. Il est composé de 2 tubes à voie unique (voie 1 et voie 2) percés à des dates différentes :

- en voie 1, un ouvrage de 280,8 m de long, percé entre 1907 et 1911 ;
- en voie 2, un ouvrage de 269,25 m de long, percé entre 1865 et 1871.

La voie 2 est située côté mer à proximité immédiate de la surface du versant. La voie 1, plus récente, est localisée un peu plus profondément dans le massif.

**Figure 147.** Localisation géographique du tunnel de Mari (Infoterre.brgm.fr).

La plateforme des ouvrages est située à une hauteur de 10,40 m/NGF au dessus du niveau de la mer au niveau de la tête de tunnel côté Menton. Elle est caractérisée par une rampe de 3 mm/m en direction de Vintimille.

Remarque :

(1) Par la suite les ouvrages seront nommés V1 et V2.
(2) Les ouvrages sont étudiés selon le sens Menton / Vintimille. Les piédroits droits des 2 ouvrages correspondent au côté mer tandis que les piédroits gauches sont situés côté massif.

#### *B. Contexte morphologique :*

Ces ouvrages orientés Est-Ouest suivent l'orientation générale du trait de côte (Figure 148). Au voisinage de la tête Ouest (côté Menton) les ouvrages recoupent un premier éperon rocheux délimitant 2 mouvements de versant (SNCF, 1988). L'un est orienté vers le SE tandis que l'autre est dirigé vers le SW (Figure 149). L'éperon au Sud de la Villa Kastelitz délimite l'orientation des deux mouvements. La pente moyenne du versant est d'environ 35°. Cependant elle n'est pas uniforme et varie entre 20 et 50°. Le vallon du Rio Boccanegra est

transversal à la direction des ouvrages et également à la direction générale du versant. Il provoque une diminution de l'épaisseur de la couverture.

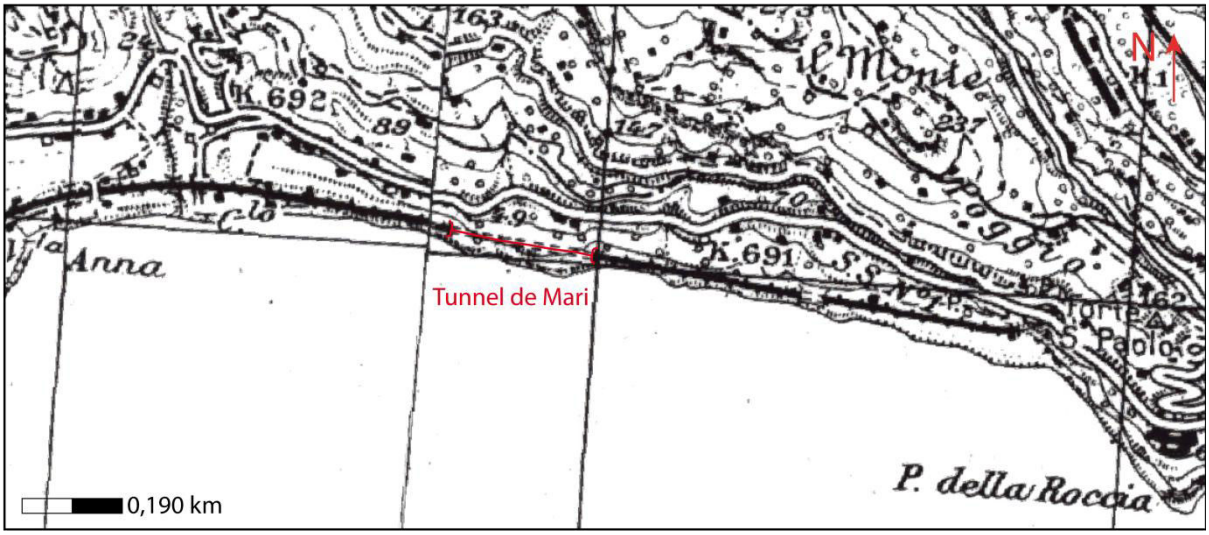



**Figure 148.** Carte topographique au 1/25000ème du tunnel de Mari (Geoportale Nationale).

En base du versant, la mer à tendance à saper la base du massif, augmentant ainsi l'instabilité et les déplacements au sein du versant au cours du temps. L'inspection du 10/07/1987 a permis de mettre en évidence un affouillement marin (10 à 20 $m^3$) à proximité de la tête du tunnel côté Menton. Les mouvements au sein de la couverture du versant traduisent une instabilité superficielle du versant (SNCF, 1988).

**Figure 149.** Orthophoto du versant du tunnel de Mari (Geoportale Nationale, 2014).

Au niveau de la cinétique de ces mouvements, l'inclinaison des arbres vers la mer est le signe d'une cinétique lente. L'instabilité du versant affecte la portion comprise entre la tête Ouest des ouvrages et le vallon du Rio Boccanegra. Elle s'accompagne de fissures parallèles aux ouvrages à la surface du versant. Les coulées boueuses de 1957 et 1987, localisées au dessus de la tête du tunnel côté Menton, illustrent une cinétique rapide. Elles sont déclenchées par des pluies torrentielles au niveau d'une partie du versant de forte déclivité (SNCF, 1988).

Ces instabilités affectent les ouvrages entre leurs têtes Ouest et le vallon de Rio Boccanegra situé à environ 100 m de l'extrémité Ouest du tunnel V2. La faible couverture des ouvrages est normalement voisine de l'ordre de 15 m à l'aplomb de la galerie V2. Cependant, au niveau de la zone particulièrement instable côté Menton, l'épaisseur de la couverture est souvent inférieure à 10 m.

### C. *Contexte géologique :*

Le contexte géologique correspond au secteur oriental de l'arc subalpin de Nice (Figure 150). Cette zone est affectée par un plissement subméridien en relation probablement avec la mise en place des nappes de charriage de la zone interne (Julian, M., & Rossi, G., 1971).

La zone a subi 2 phases tectoniques majeures (Julian, M., & Rossi, G., 1971) :

- à l'Oligocène, des plis N-S se seraient formés en subissant l'influence des nappes de charriages à l'Est. Le déversement des plis vers l'Ouest est de moins en moins évident en allant vers l'Ouest ;
- au Miocène-Pliocène, la phase orogénique de raccourcissement entraîne la formation d'écailles et d'importants serrages associés à des chevauchements dirigés vers le SSW.

La zone d'étude est localisée au voisinage de la série de marnes et conglomérats d'âge pliocène et de la série des grès d'Annot. Cette dernière série est épaisse de 400 à 600 mètres, et présente une allure de flysch.

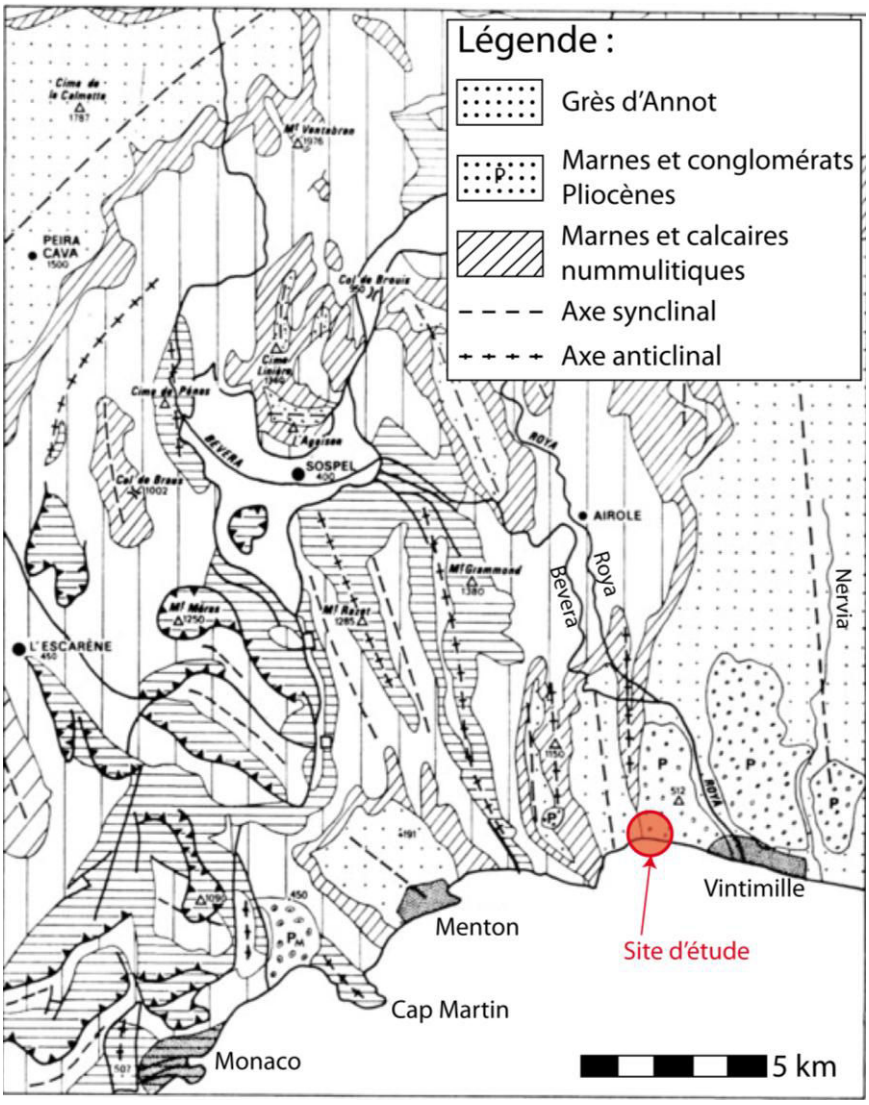



**Figure 150.** Carte structurale schématique de la région de Sospel (Julian, M., & Rossi, G., 1971).

Au Mio-Pliocène, le trait de côte était relativement similaire à celui actuel. Le golfe de Vintimille faisait converger les eaux de la Nervia à l'Est et de la Roya-Bévéra à l'Ouest de Vintimille vers ce bassin. Il a été progressivement comblé par des dépôts de marnes puis des poudingues fluvio-deltaïques. Ces formations de comblement d'âge pliocène ont subi des déformations tardives au cours du Villafranchien et au Quaternaire moyen. Ces formations sédimentaires apparaissent comme basculées vers la mer. L'épaisseur de ces dépôts reste cependant difficile à estimer (Julian, M., & Rossi, G., 1971).

Au Quaternaire, les versants du bassin sont, la plupart du temps, soumis à des phénomènes de solifluxion. Ils affectent généralement des matériaux anciens remaniés, rubéfiés et des paléosols. Les versants sont caractérisés par des morphologies bosselées caractéristiques avec dans certains cas des glissements « en coup de cuillère ». La végétation s'incline dans le sens de la pente du fait de la cinétique lente du phénomène. Les entailles torrentielles et les ravinements associés restent la plupart du temps modérés du fait de la présence d'un couvert végétal et de terrasses de culture (Julian, M., & Rossi, G., 1971).

Les investigations réalisées ont mis en évidence un encaissant de l'ouvrage partiellement constitué de flyschs. Ces flyschs sont formés par une alternance de bancs métriques de grès friables et très fracturés avec des bancs de pélites marno-calcaires plus tendres et fracturées.
L'encaissant est par endroit constitué d'une argile sableuse et plastique. Cet encaissant plus meuble a été reconnu entre les PM81 et PM94 au niveau de l'ouvrage V2. Au niveau de l'ouvrage V1 cet encaissant est présent en clé de voûte entre les PM35 et PM102 (Merlin, D., 1981). Cette formation correspond vraisemblablement à des éboulis récents

La carte géologique tirée du site internet du BRGM (Onegeology-europe-brgm.fr) a permis de confirmer les formations rencontrées au sein du versant (Figure 151).

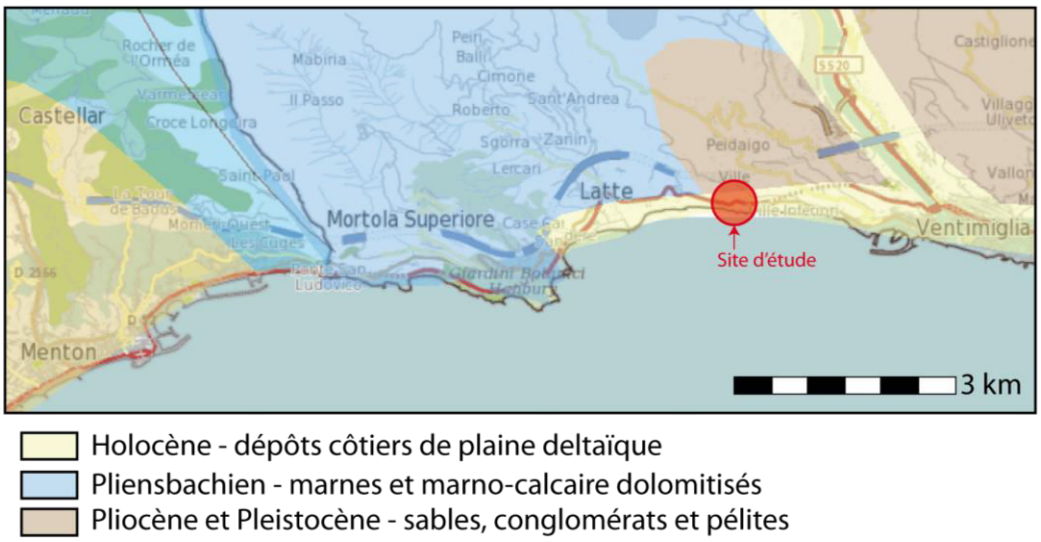



**Figure 151.** Carte géologique du tunnel de Mari au 1/50000ème (onegeology-europe-brgm.fr).

Un intense plissement a affecté le massif de flysch en place avec des plis rapprochés (10 à 20 m entre 2 charnières de plis). Les orientations des bancs au sein du massif varient selon le linéaire (SNCF, 1981). Au voisinage de la tête Ouest des ouvrages, la formation de flysch est orientée à N175°/30°NE. Au niveau du PM100 de l'ouvrage V2, les bancs ont progressivement changé d'orientation à la faveur de 2 accidents et sont orientés N90°/32°S. Enfin au niveau de la tête Est des ouvrages, les bancs sont orientés N140°/60°SW.

Du point de vue de la stabilité du versant, la couverture superficielle est le siège de mouvements lents (solifluxion) ou rapides (coulées boueuses). Les caractéristiques structurales du massif sont plutôt favorables au voisinage de la tête Ouest des ouvrages avec une orientation en travers banc. Cependant au niveau du PM100 de l'ouvrage V2,

l'orientation E-W des bancs correspond à celle des tunnels. Cette situation des bancs en direction par rapport aux ouvrages est défavorable à la stabilité des ouvrages.
L'épaisseur de la couverture à l'aplomb des ouvrages conditionne également fortement le degré d'interaction des ouvrages avec l'instabilité de surface au sein de la couverture. C'est pour cette raison que les principales pathologies des ouvrages sont concentrées au niveau des 100 premiers mètres du côté Ouest.

Une coupe de terrain a été réalisée grâce aux investigations géologiques et aux relevés topographiques effectués (Figure 152). Cette coupe est située à l'Ouest de la villa Kastelitz (Figure 149).

Les ouvrages sont creusés au sein des flyschs sains. La frange altérée des flyschs semble intercepter l'ouvrage V2 au niveau de la voûte. La couverture sédimentaire de surface ne semble pas intercepter les ouvrages. Elle reste cependant proche aux alentours de 1 à 1,5 diamètres de l'ouvrage V2. En allant plus loin vers l'Est, l'épaisseur de couverture des ouvrages augmente.

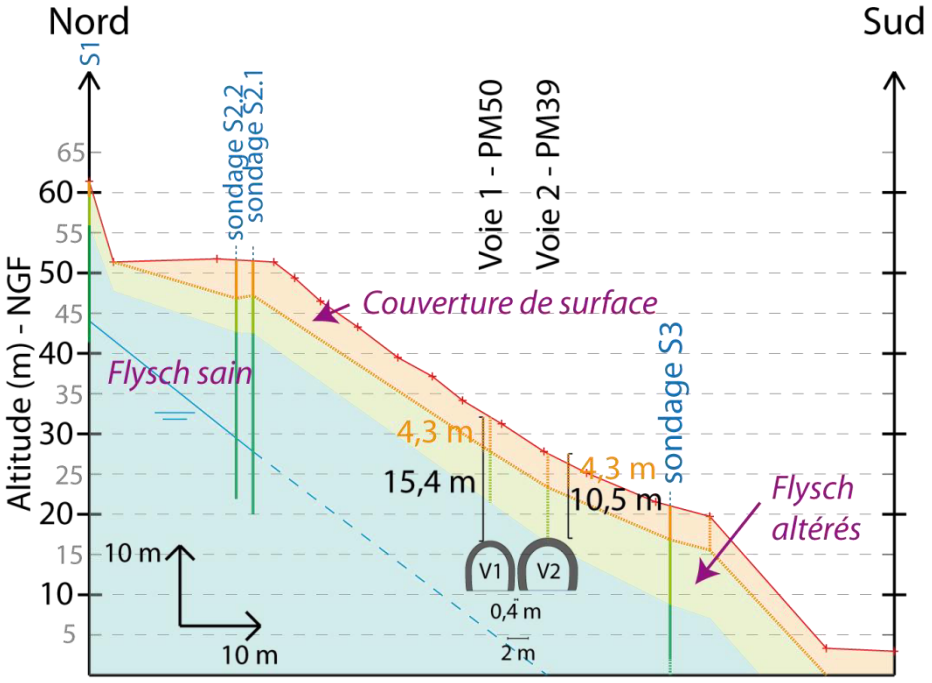



**Figure 152.** Coupe géologique Nord-Sud du versant de Mari.

### *D. Contexte hydrogéologique :*

Les reconnaissances géotechniques ont été exécutées en période humide (octobre-novembre 1983). Les venues d'eau dans les tubes inclinométriques confirment la présence d'une nappe de versant.

Des crues éclairs se sont produites en Novembre et Décembre 1957 et 1987. Elles ont provoqué des glissements du talus situés au dessus de la tête de tunnel côté Menton. Elles ont également entraîné des affaissements de terrains qui jouaient un rôle de butée pour le piédroit droit de l'ouvrage V2.

L'ouvrage V1, situé côté massif, montre des signes d'humidité plus importante par rapport à l'ouvrage V2. Des remontées boueuses ont été relevées au niveau de la plateforme de l'ouvrage V1 aux PM135-PM140, PM222 et PM251 (SNCF, 1981).

### *E. Creusement et structure de l'ouvrage :*

Ces 2 ouvrages anciens sont caractérisés par des sections de type fer à cheval. La géométrie des ouvrages varie légèrement le long du linéaire (SNCF, 1981).

La section transversale de l'ouvrage V1 est caractérisée par une ouverture aux naissances de 4,66 m et une hauteur sous clé de 5,48 m. La voûte est généralement concave avec plusieurs rayons de courbure et les piédroits sont légèrement courbes. Seuls les 30 premiers mètres depuis la tête de tunnel côté Menton sont différents. Les piédroits sont verticaux, l'ouverture de l'ouvrage aux naissances est de 5,05 m et la hauteur sous clé atteint 5,46 m (Figure 153).

La section transversale de l'ouvrage V2 est relativement homogène selon son linéaire. Elle est caractérisée par une voûte à rayons multiples dégageant une ouverture aux naissances comprise entre 5,43 et 5,47 m et une hauteur sous clé de 5,5 à 5,6 m.

Les deux ouvrages sont caractérisés par une absence de radier maçonné.

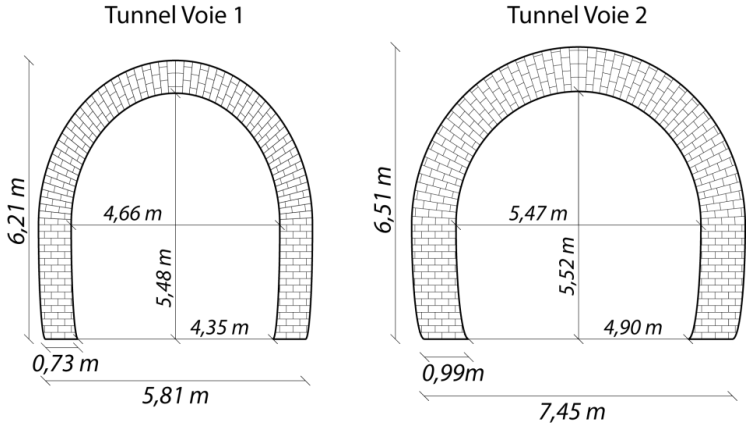



**Figure 153.** Section transversale des 2 ouvrages.

- ***Epaisseur de la structure :***

L'épaisseur de la structure maçonnée des 2 ouvrages varie linéairement mais également transversalement. Les structures de l'ouvrage V1 au niveau du PM50, voisin du PM39 de l'ouvrage V2, ont une épaisseur égale respectivement à 0,65 m et 0,74 m.

Pour l'ouvrage V1, les épaisseurs de maçonnerie sont plus importantes au niveau des piédroits et plus faibles en clé de voûte notamment entre les PM102 et PM156. Pour l'ouvrage V2, les épaisseurs sont relativement constantes. Elles sont cependant légèrement plus importantes au niveau du piédroit et du rein côté mer notamment entre les PM11 et PM94. Cette zone correspond à la section où la couverture de l'ouvrage est la plus faible (SNCF, 1981).

- ***Analyse mécanique de la structure :***

La maçonnerie de l'ouvrage V1 est constituée principalement de moellons de calcaire et de grès. Ils sont en majorité assisés en voûte et disposés en opus incertum hourdés au mortier de chaux au niveau des piédroits (Merlin, D., 1981).
La maçonnerie de l'ouvrage V2 est formée de briques à texture vacuolaire. Ces briques sont disposées en boutisse excepté au niveau du piédroit droit entre les PM25 et PM225. Au niveau de ce tronçon les briques sont agencées en opus incertum. Elles sont jointes avec un mortier de ciment relativement dur mais présentant une faible adhérence avec les briques (Merlin, D., 1981).

Des essais de laboratoire ont été réalisés afin de caractériser d'un point de vue mécanique les structures des 2 ouvrages (Tableau 22). Suivant la nature des matériaux constitutifs de la maçonnerie, des valeurs différentes ont été mesurées (Merlin, D., 1981).

| | ***n (%)*** | ***w (%)*** | | ***$\gamma_d$ (kN/m$^3$)*** | | | ***Rc (MPa)*** | | | | ***Rt (MPa)*** | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Nature | Br+m | Bé | Br+m | Bé | Br+m | Ca+m | Bé | Br+m | Ca+m | Gr+m | Bé | Br+m |
| V1 | X | 3,5 | X | 22,9 | X | 26,8 | 27,4 | 23,8 | 17 | X | 2,9 | X |
| V2 | 30,6 | X | ≈ 6 | X | 17,8 | X | X | 17 | X | 12,5 | X | 1,3 |
| Légende | Br+m | Maçonnerie constituée de brique avec joint formé de mortier de ciment | | | | | | | | | | |
| | Bé | Structure en béton | | | | | | | | | | |
| | Ca+m | Moellons de calcaire jointés avec un mortier de chaux | | | | | | | | | | |
| | Gr+m | Moellons de grès avec joint formé de mortier de ciment | | | | | | | | | | |
| | X | Absence de données | | | | | | | | | | |

**Tableau 22.** Résultats des essais de laboratoire (Merlin, D., 1981).

- ***Analyse du contact structure / encaissant :***

La campagne d'investigation depuis les ouvrages a permis de mettre en évidence la nature du contact entre les structures des 2 ouvrages et le terrain encaissant (Merlin, D., 1981).

- Les blocages situés derrière les structures des ouvrages sont généralement localisés en voûte. Leurs épaisseurs varient entre 0,15-1 m pour l'ouvrage V1 et 0,15-0,45 m pour l'ouvrage V2. Ils sont constitués de blocs de différentes natures et tailles.
- Les vides derrière la structure sont localisés principalement en clé de voûte et également au niveau des reins. Ces vides font 0,15-0,50 m d'épaisseur derrière les ouvrages.

Les essais in-situ et de laboratoire ont permis de caractériser les formations au sein du versant. Ainsi la formation de couverture correspond à un sable argileux ou une argile sableuse avec quelques cailloux et blocs, peu plastique et de faible compacité.

Le Tableau 23 résume les paramètres mécaniques des différentes formations :

| | w (%) | $w_p$ (%) | $w_l$ (%) | $\gamma_d$ (kN/m$^3$) | $\gamma_h$ (kN/m$^3$) | E (MPa) | C' (kPa) | φ' (°) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Couverture | 16 – 31,9 | 21 | 40 | 16,4 | 19,1 | 4 - 26 | 11 - 20 | 25 - 31 |
| Flysch altéré | 10,1 – 19,5 | X | X | 19,4 | 22,1 | 39 | 15-40 | 30-35 |
| Flysch sain | 5,9 – 8,6 | X | X | 22,5 | 24,2 | 74 | 100 | 35-50 |

**Tableau 23.** Propriétés mécaniques des formations de couverture et du massif (Fondasol, 1983).

Au sein du massif, les valeurs de RQD augmentent avec la profondeur suivant les horizons gréseux au sein de la formation des flyschs.

### *F. Pathologies de la structure :*

Les structures des ouvrages sont affectées de déformations accompagnées de fissures importantes. Les sections parallèles au versant présentent un déversement. Les principales avaries se concentrent dans les 100 premiers mètres côté Menton.

L'ouvrage V2, situé à proximité de la surface du versant, est affecté de pathologies plus importantes que celles de l'ouvrage V1 (SNCF, 1987). Ces avaries ont nécessité la mise en place de cintres métalliques en 1981 entre les PM27 et PM85 du tunnel V2. Sa structure fut également prolongée d'une quinzaine de mètres vers l'Ouest en 1987.

a) Au niveau de la voie 1 :

La galerie V1 est située plus profondément dans le massif. La fissuration est plus importante entre les PM0 et PM60 et s'amortit ensuite progressivement jusqu'au PM120. Ces fissures longitudinales sont localisées au niveau de la naissance gauche de la voûte, en voûte ainsi qu'au niveau du piédroit droit.

Au niveau du rein gauche (côté massif), les fissures longitudinales sont ouvertes (entre 2 mm et 12 mm). Elles sont accompagnées d'un aplatissement du profil et d'un léger déversement vers le versant.

Au sein de la plate-forme et à 2,50 m de haut au sein du piédroit droit (côté versant), la structure est affectée par des fissures longitudinales ouvertes. Au niveau du PM20, une

fissure oblique et pincée affecte la structure 1 m au dessus de la ligne de naissance de la voûte. Elle indique un léger déversement de l'ouvrage oblique dans le versant. Plus loin entre les PM50 et PM60 le rein droit est affecté par un écaillage des briques. Il découle d'une concentration des contraintes dans la structure au sein d'un tronçon ou l'épaisseur de la structure est réduite.

Des fissures transversales découpent la structure entre les PM40 et PM50. Cette zone est située à l'aplomb de l'éperon délimitant les 2 directions de mouvements de versant (SNCF, 1988).

b) Au niveau de la voie 2 :

La galerie V2 est plus proche de la surface du versant et des instabilités de surface. Les tronçons de l'ouvrage affectés de fortes pathologies sont localisés principalement entre les PM0 au PM100. Ces dommages correspondent principalement en une fissuration longitudinale et transversale variant localement en intensité le long de l'ouvrage. Les fissures longitudinales majeures sont localisées de part et d'autre de la clé de voûte au niveau du piédroit gauche ainsi qu'en naissance de la voûte du piédroit droit. Elles sont caractérisées à l'aval par un désaffleurement.

Tout d'abord à proximité du tympan de la tête de tunnel côté Menton, une fissure longitudinale d'ouverture centimétrique est située à environ 1 m de la clé de voûte en rein gauche. Elle se poursuit dans l'ouvrage jusqu'à être masquée par la zone confortée par des cintres (PM0 au PM15).

Au PM15, après la sortie de la zone cintrée, les fissures en rein gauche présentent une ouverture plus faible (millimétrique).

A partir de la seconde zone cintrée (PM27 au PM 85) jusqu'à environ 30 mètres après cette portion de l'ouvrage, les fissures longitudinales ouvertes en rein gauche sont relayées par des fissures transversales. Les lèvres de ces fissures sont nettes, à arêtes vives et recoupent un enduit postérieur à la mise sur cintre de ces sections de l'ouvrage. Au niveau de cette portion de l'ouvrage, la rupture de la structure est avérée et s'accompagne d'une évolution lente malgré la mise sur cintre. En effet, l'ouverture de 8 à 12 mm entre 1935 et 1981 permet de conclure à une évolution lente des dommages (SNCF, 1981). Ces pathologies sont accompagnées par un aplanissement du rein gauche localisé vers le PM30 et correspondent à un déversement de la voûte du tunnel en direction de la mer.

De part et d'autre des fissures transversales, il est possible d'observer des fissures de biais au niveau du rein gauche. Plus précisément, elles se trouvent au niveau du PM50-PM60 et PM80. Leurs orientations relatives par rapport à l'ouvrage correspondent à 2 directions distinctes de mouvement : vers le SW pour la tête Ouest et vers le SE pour la portion entre la crête de l'éperon rocheux et le vallon du Rio Boccanegra (Figure 154).

Schématiquement cette seconde zone cintrée se déforme avec une rotule au niveau du rein gauche, une autre en naissance du piédroit droit et une cassure en sifflet au niveau de la clé de voûte.

En conclusion, les ouvrages présentent une tendance au déversement accompagné de fissures longitudinales ouvertes principalement au niveau des naissances et reins. Comme pour l'ouvrage V1, une portion de l'ouvrage V2 est sujette à des fissures transversales avec de part et d'autres des fissures de biais. Cette portion correspond à la crête de l'éperon. Les dommages peuvent résulter des efforts provoqués par les mouvements distincts de part et d'autre de l'éperon. Enfin les pathologies de l'ouvrage V2 sont plus graves que celles constatées dans l'ouvrage V1.

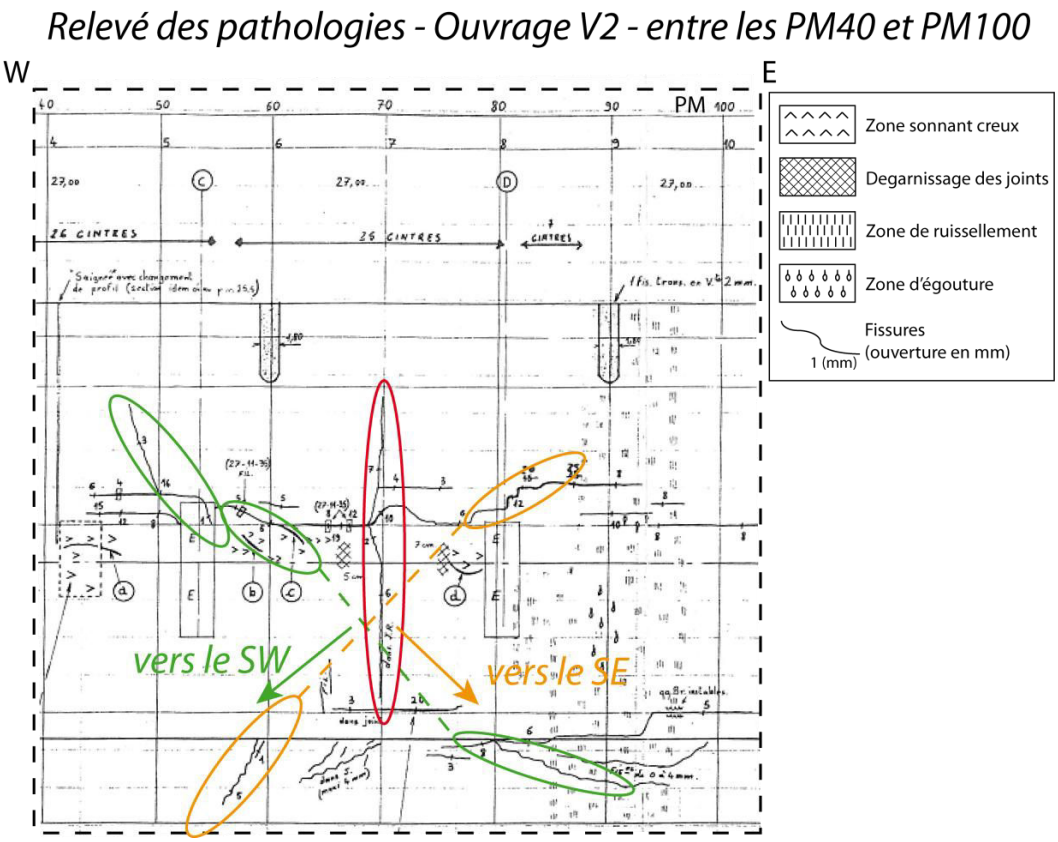



**Figure 154.** Extrait des pathologies du tunnel V2 de Mari (SNCF, 1984).

## G. *Conclusion :*

D'un point de vue stabilité du versant face au glissement, la pente moyenne du versant (30 à 35°) est proche de la valeur de l'angle de frottement interne pour la formation de flysch altérés (30 à 35°). La faible valeur de la cohésion associée à l'aspect déstructuré des formations de couverture n'est pas susceptible d'assurer une stabilité suffisante tout du moins au sein de la formation de couverture. L'hypothèse la plus vraisemblable consiste à un glissement plan au niveau de l'interface formations de couverture / massif altéré ou tout du moins des coulées de solifluxion au sein de la couverture.

La présence de l'éperon rocheux aux alentours du PM70 de l'ouvrage V2 conditionne la direction des déplacements au sein de la couverture : vers le SW du côté Ouest et vers le SE entre l'éperon et le vallon du Rio Boccanegra. Le degré d'interaction de l'ouvrage avec l'instabilité de surface au sein du versant dépend en grande partie de l'épaisseur de la couverture au dessus des ouvrages.

Les pathologies de l'ouvrage V2, situé côté mer, avec une plus faible couverture, sont plus importantes que celles affectant l'ouvrage V1. Elles sont en grande majorité caractérisées par des fissures longitudinales associées à un déversement. Elles traduisent un mouvement général du versant transversal à l'axe des ouvrages. Cependant, au voisinage de l'éperon rocheux, des fissures transversales accompagnées de part et d'autre de fissures de biais, caractérisent le changement local de la direction du mouvement de versant.

Une analyse du mouvement de versant au niveau de la portion à l'Ouest de l'éperon rocheux et de l'interaction avec les ouvrages a été réalisée en s'appuyant sur des simulations numériques.

### 4.2.2. Tunnel de Mari – Simulations numériques.

#### A. Modèles numériques et études réalisées :

Les simulations numériques ont été réalisées au niveau de la coupe de terrain Nord-Sud (Figure 152) située à l'Ouest de l'éperon et de la villa Kastelitz (Figure 149). Les deux sections des ouvrages au niveau de cette coupe correspondent au : PM50 pour la voie 1 et au PM39 pour la voie 2.

Etudes numériques réalisées dans le cadre de cette thèse :

1) La première porte sur l'incidence d'une épaisseur plus ou moins importante de la couverture de surface et de la frange de terrain altéré interceptant l'ouvrage V2.
2) La seconde étude porte sur l'influence de la prise en compte d'une auréole de terrain endommagé (EDZ) autour des ouvrages (Figure 155 – EDZ assimilée à la zone R).
3) Enfin de manière plus théorique, l'impact de la séquence de creusement de l'ouvrage V2 (côté mer) suivi de l'ouvrage V1 (côté massif) est étudié en inversant la séquence de creusement afin d'appréhender son incidence sur l'interaction ouvrages / instabilité du versant.

La Figure 155 présente les dimensions du modèle, le maillage dans les différentes zones et les limites des formations.

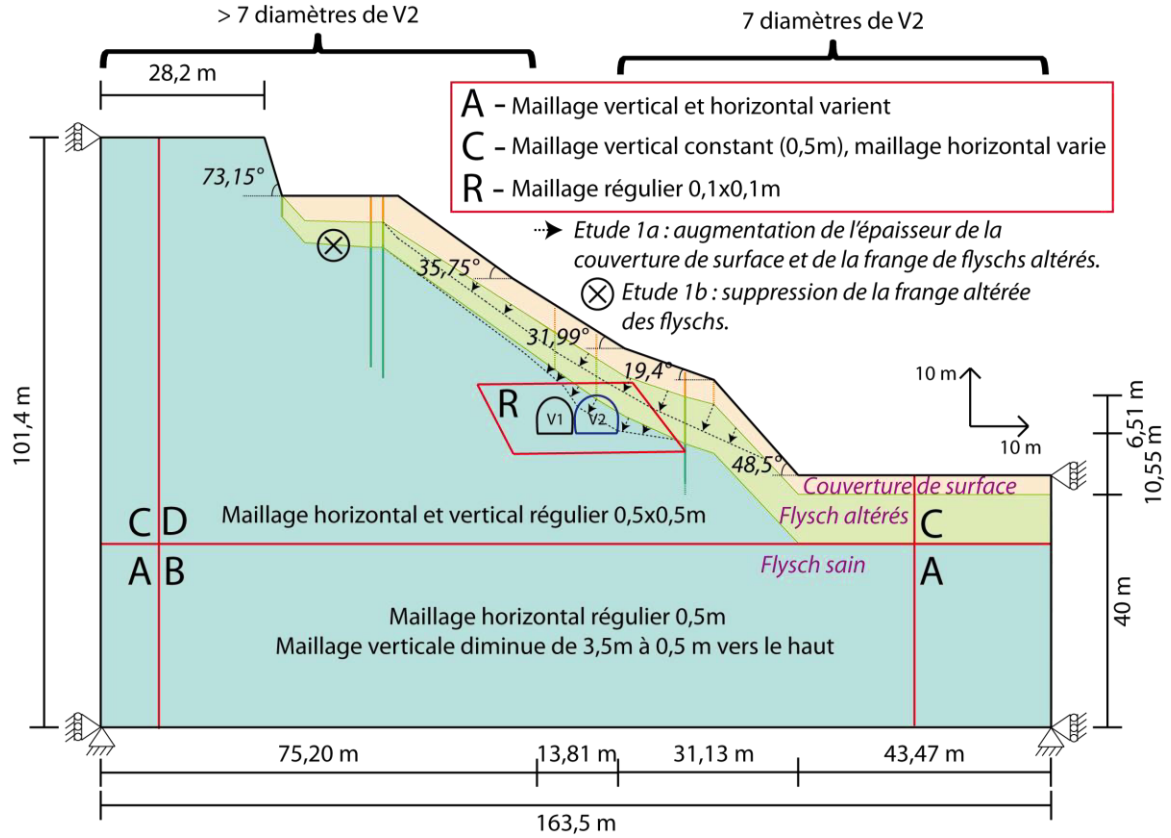



**Figure 155.** Modèle numérique du tunnel de Mari.

Les caractéristiques mécaniques des différentes formations retenues pour les différentes études numériques sont présentées ci-dessous (Tableau 24).

| | modèle | $\gamma_h$ (kN/m$^3$) | E (MPa) | K (MPa) | G (MPa) | C (kPa) | φ (°) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Massif avant excavation | Elasto-plastique de Mohr-Coulomb | 19,1 | 26 | 21,6 | 10 | 20 | 31 |
| Couverture | | 19,1 | 26 | 21,6 | 10 | 20 | 31 |
| Flysch altéré | | 22,1 | 39 | 32,5 | 15 | 40 | 35 |
| Flysch sain | | 24,2 | 74 | 61,6 | 28,5 | 100 | 50 |

**Tableau 24.** Propriétés mécaniques des formations retenues pour les études numériques.

La pente relativement forte en base du versant est supérieure à l'angle de frottement interne φ de la formation de couverture et la formation des flyschs altérés. Elle peut expliquer le développement de surfaces de rupture au sein de ces matériaux.

- *Les différentes étapes numériques :*

1. La mise en place des contraintes dans l'ensemble du modèle est réalisée à partir d'un demi-espace « infini », à surface libre horizontale, en attribuant aux différentes formations un comportement élastique correspondant aux caractéristiques mécaniques choisies (Tableau 24). Du fait du maillage non-uniforme, cette solution permet un retour à l'équilibre rapidement, accompagné d'un état de contrainte conforme aux prévisions, sans l'apparition de déformations de cisaillement importantes.

   Dans le cas particulier de l'étude numérique n°1, portant sur l'incertitude des horizons des différentes formations, le cas de référence (formations de différentes couleurs) est comparé avec un second cas ou l'épaisseur de la couverture superficielle et des flyschs altérés est légèrement augmentée (Figure 155 - cas 1a). Dans un troisième cas, la frange de terrain altéré n'est pas prise en compte afin d'appréhender son incidence sur l'ouvrage (Figure 155 - cas 1b).

2. Dans une seconde étape, le modèle de comportement de Mohr-Coulomb est implanté pour les différentes formations rencontrées permettant une instabilité du versant. L'état des contraintes théorique correspond bien aux résultats attendus (demi-espace à déformation latérale empêchée) :

$$\begin{cases} \sigma_{yy} = \rho \times g \times z = 24{,}2 \times 140 = -3{,}388\ 10^3\ \text{kPa} \\ \sigma_{xx} = K_0 \times \sigma_{yy} = -5{,}886\ 10^3 \times 0{,}4286 = -1{,}4521\ 10^3\ \text{kPa} \\ \sigma_{zz} = K_0 \times \sigma_{yy} = -5{,}886\ 10^3 \times 0{,}4286 = -1{,}4521\ 10^3\ \text{kPa} \end{cases}$$

   Le coefficient $K_0$ permettant de relier la contrainte principale horizontale initiale à la contrainte verticale est défini par la formule $K_0 = \nu / (1-\nu)$ pour un demi-espace infini, dans notre cas $K_0 \approx 0{,}43$.

3. L'excavation du versant est ensuite réalisée de manière progressive, en 3 phases successives. Cette excavation progressive du versant permet d'éviter les effets transitoires induits par une excavation instantanée de la totalité du versant.

4. Le creusement des ouvrages dans le versant est ensuite décomposé en 2 phases successives : tout d'abord l'excavation de l'ouvrage V2 (côté mer) puis celui de l'ouvrage V1 (côté massif). Pour chacun des deux ouvrages, l'excavation instantanée est accompagnée d'une relaxation progressive des contraintes existantes au niveau des mailles définissant la frontière de la section excavée. Cette relaxation progressive des contraintes est limitée à $\lambda$=70 % de la relaxation totale.

   Dans le cas particulier de l'étude numérique n°2, la zone R aux voisinages des ouvrages (Figure 155) voit ses caractéristiques mécaniques réduites à partir de la fin de la phase de relaxation. Les caractéristiques mécaniques de la zone endommagée (EDZ) ont été choisies semblables à celles des flyschs altérés (Tableau 24).

   Dans le cas particulier de l'étude numérique n°3 portant sur l'influence de la séquence d'excavation, les résultats du cas de référence sont comparés avec une séquence de creusement inverse (l'ouvrage V1 creusé avant l'ouvrage V2).

5. La structure maçonnée des deux ouvrages est ensuite mise en place. Le revêtement maçonné des ouvrages est simulé par des éléments « poutres » dont les caractéristiques mécaniques sont données dans le Tableau 25.

| ***Propriétés*** | ***Structure*** | ***Modèle*** | ***Module d'Young (MPa)*** | ***Coefficient de Poisson*** | ***Moment d'inertie ($m^4$)*** | ***Aire ($m^2$)*** | ***Epaisseur (m)*** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tunnel V1 | Bois | Elastique | 181 | 0,0 | $6,67x10^{-4}$ | 0,20 | 0,20 |
| | Maçonnerie | | 5000 | 0,2 | $2,29x10^{-2}$ | 0,65 | 0,65 |
| Tunnel V2 | Bois | | 181 | 0,0 | $6,67x10^{-4}$ | 0,20 | 0,20 |
| | Maçonnerie | | 3000 | 0,2 | $3,38x10^{-2}$ | 0,74 | 0,74 |

**Tableau 25.** Propriétés mécaniques des structures de boisages et des maçonneries des 2 ouvrages.

Dans le but de déterminer la charge admissible des ouvrages en fonction de la nature des ouvrages au niveau des 2 sections étudiées (Tableau 22), les structures maçonnées sont constituées de :

- Tunnel V1 - moellons de calcaire, moellons de grès au PM54 et de moellons de briques au PM48. La résistance en compression simple est estimée à $R_c$=17MPa. En revanche la résistance à la traction est inconnue pour ce type de structure. Pour le béton elle vaut $R_t$=-2,9MPa ce qui reste probablement supérieur à celle d'une maçonnerie ordinaire.
- Tunnel V2 – brique avec joints en mortier de ciment au PM29 et PM49. La résistance en compression simple est estimée à $R_c$=17MPa tandis que la résistance à la traction vaut $R_t$=-1,3MPa.

  Pour ces études paramétriques, une résistance à la compression et à la traction est affectée aux éléments « poutres » constitutifs de la structure des deux ouvrages. La valeur de la résistance à la compression considérée pour les deux structures est de $R_c$=17MPa. La valeur de la résistance à la traction considérée pour l'ouvrage V1 et V2 est de $R_t$=1,3MPa. Elles permettent d'approcher la capacité de chargement des ouvrages en fonction des résistances à la compression et à la traction et en fonction de l'épaisseur des deux structures.

Les essais de laboratoire, réalisés par Simecsol (Merlin, D.,1981) et des données complémentaires issues de documents internes de la SNCF ont permis d'estimer les caractéristiques mécaniques des structures maçonnées utilisées pour les différentes études.

### *B. Analyses des cinétiques des déplacements au sein du versant (Fondasol, 1983) :*

L'analyse du mouvement des inclinomètres entre mars 1984 et fin novembre 1989 a permis de mettre en évidence 2 mouvements au sein du versant :

- Le premier mouvement est une évolution lente en direction de la plus grande pente. Les terrains sont affectés par ce glissement jusqu'à environ 9 mètres en haut du versant (sondage S2.1) et jusqu'à environ 14 mètres en base du versant (sondage S3). Ces 2 profondeurs soulignent probablement le contact entre l'horizon massif sain et le massif altéré. L'importance des déplacements durant la période d'investigation (5 ans) a permis de relever des déplacements cumulés de l'ordre de 20 mm, soit environ 4 mm/an en moyenne.
- Des mouvements cycliques de déversement latéral du tube inclinométrique situé à l'aval de l'ouvrage V2, en base de versant (sondage S3), ont été identifiés. Ils peuvent correspondre à des cycles saisonniers de précipitations occasionnant un rechargement de la nappe de versant et une accélération des déplacements dans la couverture du versant.

En conclusion, deux surfaces principales de rupture ont été mises en évidence, la première en profondeur au niveau de l'interface d'altération est caractérisée par des cinétiques lentes

de l'ordre de quelques millimètres par an. Le second horizon proche de la surface du versant est caractérisé par un comportement cyclique saisonnier avec des accélérations annuelles en automne.

### *C. Résultats des différentes études :*

#### 1) Influence de l'épaisseur de la couverture et de la frange d'altération.

- *Impact du creusement de l'ouvrage sur la stabilité du versant.*

L'interaction mécanique est étudiée tout d'abord en termes de déplacements et de rupture au sein du versant. Tout d'abord au niveau des valeurs des déplacements, celles-ci sont bien supérieures à celles mesurés (Figure 156).

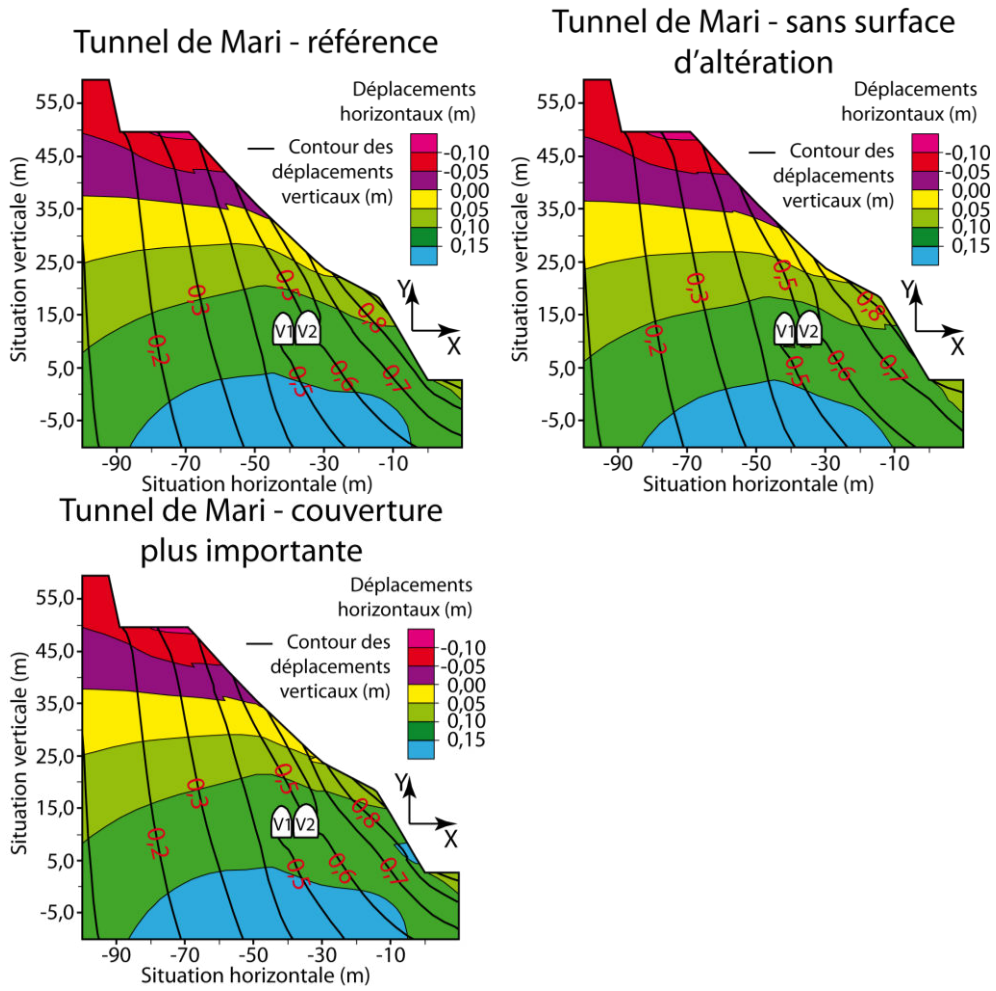



**Figure 156.** Résultats des déplacements verticaux et horizontaux au sein du versant (courbes d'iso-valeurs pour les déplacements verticaux – zones colorées pour les déplacements horizontaux).

La prise en compte d'une épaisseur de couverture de surface légèrement supérieure, l'absence de prise en compte d'une frange de terrain altéré n'entraînent pas de fortes variations des déplacements horizontaux et verticaux au sein du versant.

Au niveau des déformations de cisaillement au sein du massif, elles restent concentrées au niveau de la base du versant et également au niveau de l'interface couverture de surface / flyschs altérés (Figure 157).

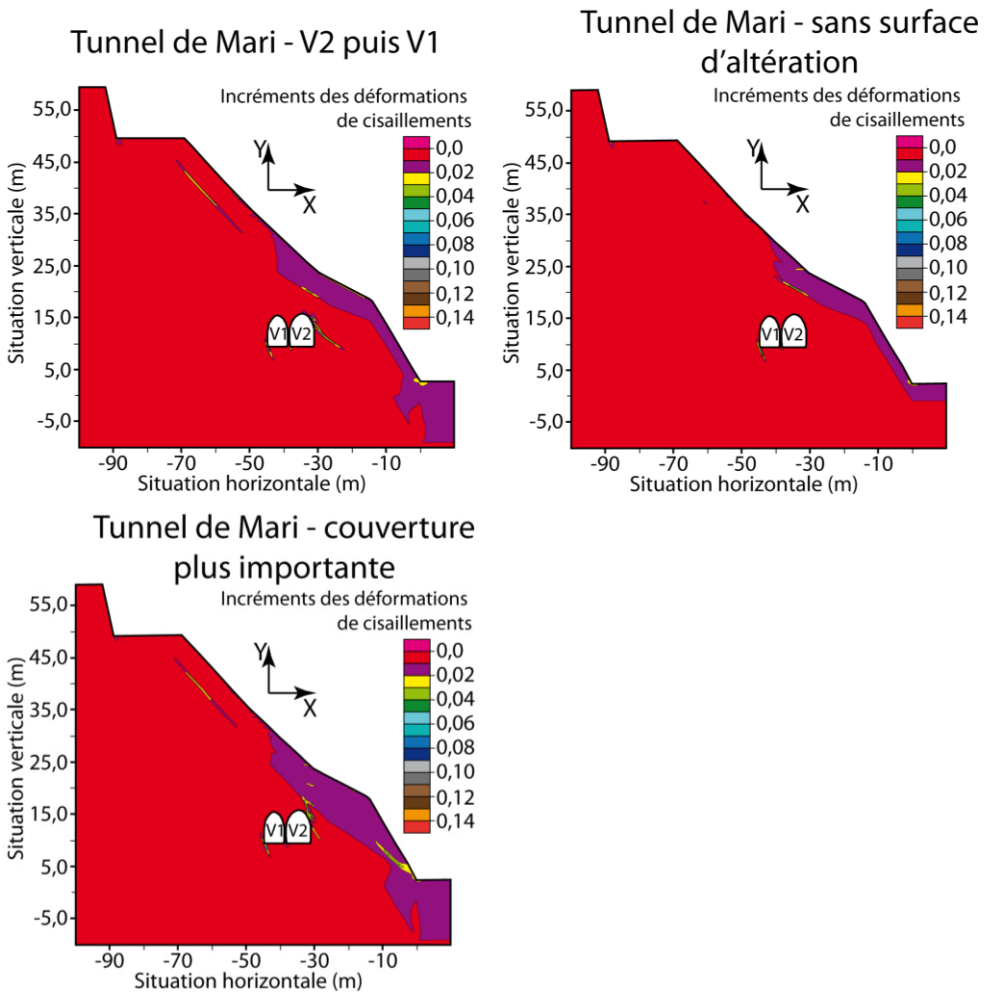



**Figure 157.** Déformations de cisaillement (shear strain increment) au sein du versant – Influence des différents horizons.

Une légère augmentation de l'épaisseur de la couverture de surface au voisinage des ouvrages entraîne le développement d'une surface de rupture plus concentrée au niveau de la base du versant.
L'absence de frange de flysch altéré entraîne une concentration des déformations de cisaillement au sein de la couverture sédimentaire et une déstabilisation du versant moins prononcée et plus éloignée des ouvrages.

- *Influence de l'interaction tunnel / Versant instable au niveau des ouvrages.*

Les représentations radiales des efforts internes dans les structures des ouvrages sont données ci-dessous (Figure 158 et Figure 159).

L'ouvrage V2, construit préalablement à l'ouvrage V1, est soumis à des déformations et à des forces axiales plus importantes (Figure 158). L'absence de la prise en compte de la formation altérée entraîne une augmentation des efforts de compression au niveau du rein droit et une légère réduction au niveau du piédroit gauche. Quelque soit l'incertitude de l'épaisseur de la couverture de surface, l'ouvrage V2 est principalement soumis au niveau des éléments poutres à des forces de compression (N>0) (agissant dans la direction de l'axe de symétrie de ces éléments poutres, cf. Figure 49). Cependant au niveau du radier, les forces axiales sont négatives (N<0).

Au niveau de l'ouvrage V1, l'absence de la prise en compte de la frange d'altération permet de réduire légèrement les efforts et les déformations autour de la section transversale. A l'inverse, une légère augmentation de l'épaisseur de la formation de couverture au voisinage des ouvrages accentue les efforts et les déformations dans l'ouvrage V1.

Pour les différents cas, la structure de l'ouvrage V1 est principalement soumise au niveau des éléments poutres à des forces de compression (N>0). Contrairement à l'ouvrage V2, le piédroit droit subit des efforts légèrement plus importants qu'au niveau du piédroit gauche.

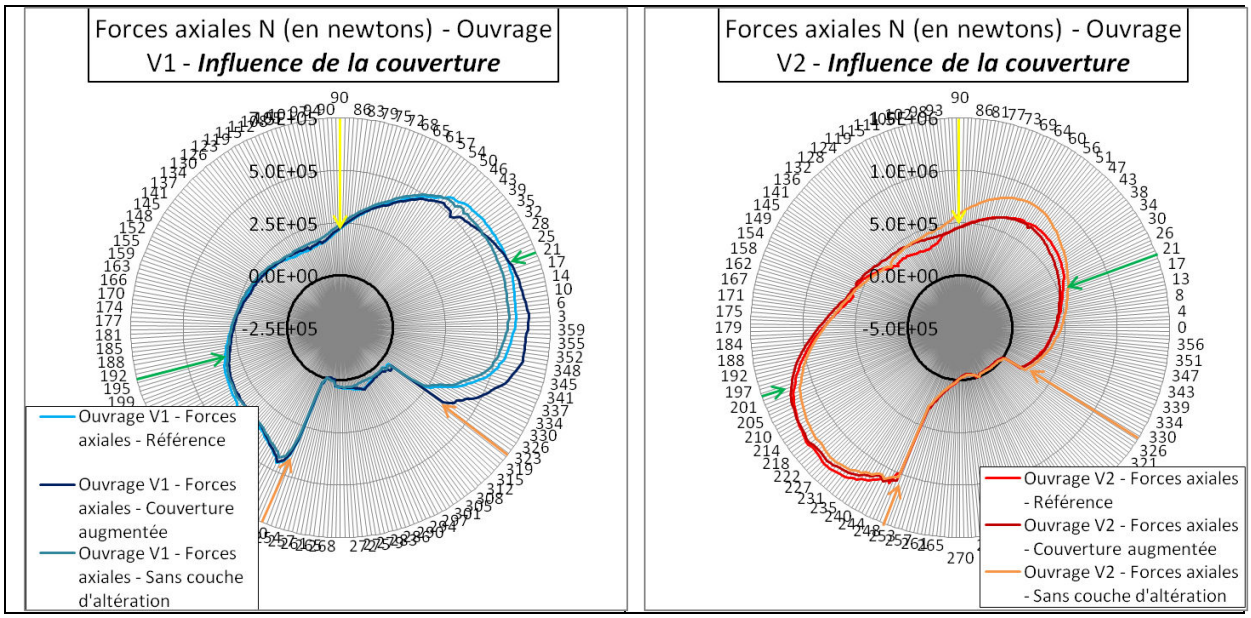



**Figure 158.** Forces axiales N au sein de la maçonnerie – Influence des différents horizons (Nota : la flèche jaune correspond à la clé de voûte, les flèches orange représentant la limite du radier et les deux flèches vertes indiquent la naissance de la voûte. La représentation radiale est conventionnelle, la position des flèches permet de bien situer l'ouvrage).

Au niveau des efforts de cisaillement (Figure 159), les ouvrages V1 et V2 subissent une forte variation latérale des valeurs au niveau de la base des deux piédroits.
L'analyse des forces de cisaillement a permis de remarquer une plus faible sollicitation de l'ouvrage V1 par rapport à l'ouvrage V2, lequel est plus proche de la surface du versant. Les plus forts écarts de valeurs sont localisés au niveau de la base des piédroits, au niveau du changement du rayon de courbure. Une légère augmentation de l'épaisseur de couverture accentue l'écart des valeurs des forces de cisaillement.

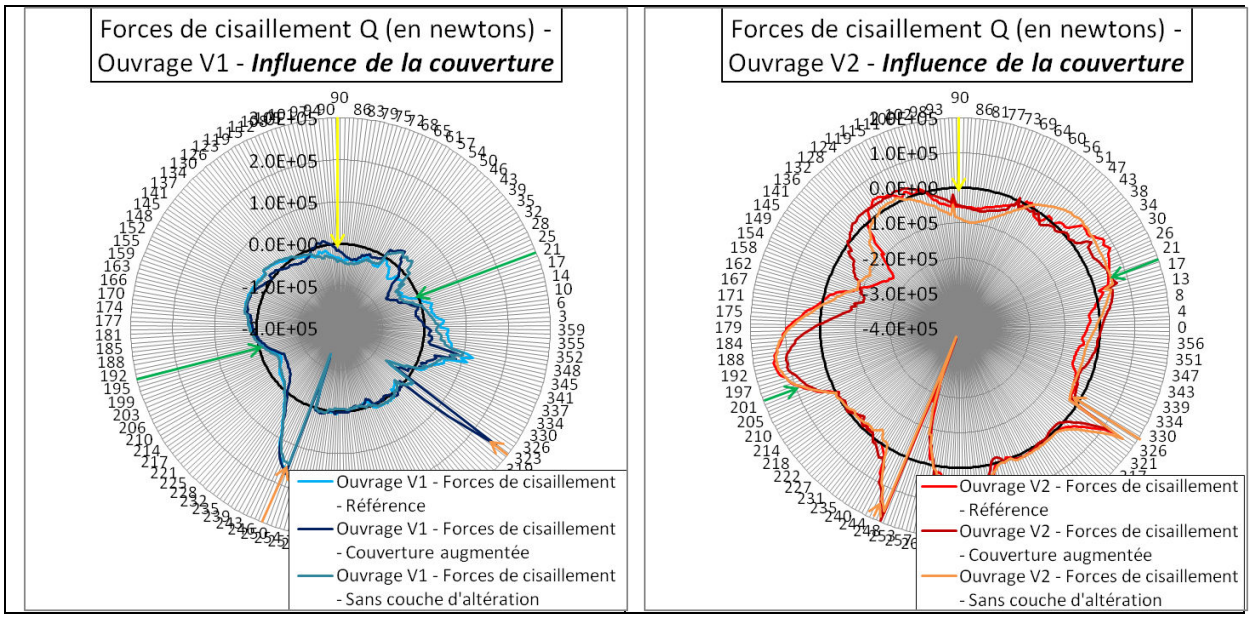



**Figure 159.** Forces de cisaillement Q au sein de la maçonnerie – Influence des différents horizons (voir Figure 158 pour la signification des flèches).

En conclusion, l'ouvrage situé à proximité du versant subit des efforts et des déformations plus importants que l'ouvrage situé plus profondément dans le versant. La prise en compte d'une épaisseur de couverture plus importante conduit à accroître les efforts dans la structure de V1 et au contraire réduire ceux de V2. A l'inverse, la prise en compte d'une frange d'altération conduit à accroître les efforts dans la structure de V2 et au contraire réduire ceux de V1.

- *Analyse des efforts – Capacité de chargement de la structure.*

L'application de la méthode de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) (voir Chapitre 3.1.1.III), avec les efforts enregistrés autour de la section transversale dans le cadre de l'étude de l'influence de l'épaisseur de la couverture et de la frange d'altération, est illustrée à la Figure 160. On rappelle que les critères de rupture illustrés mesurés correspondent à une résistance à la compression de ($\sigma_c$=17MPa) et une résistance à la traction de ($\sigma_t$=-1,3MPa). Les évolutions des forces axiales N, des moments M et des forces de cisaillement Q autour de la section transversale sont représentées par rapport aux critères de rupture au voisinage de la limite inférieure, laquelle est associée à un excès d'efforts de traction (Figure 160).

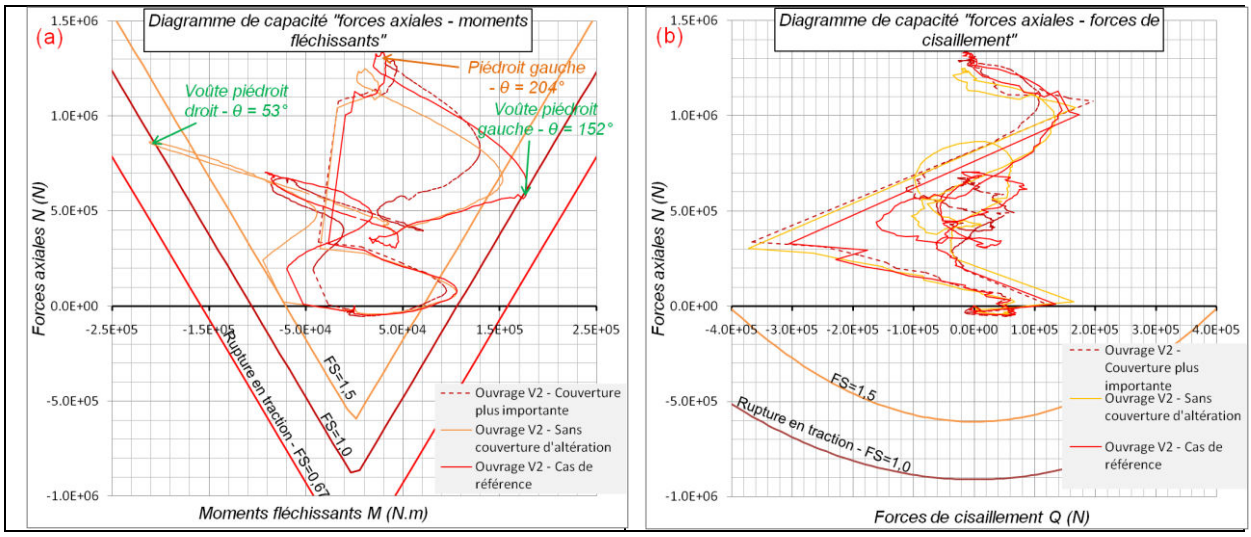



**Figure 160.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de l'épaisseur de la couverture et de la prise en compte d'une frange d'altération.

Cette représentation pour l'ouvrage V2 permet de remarquer que les forces axiales et moments au niveau de l'axe de symétrie longitudinal des éléments poutre indiquent une rupture en traction au niveau du piédroit gauche ($\theta$=152°) et également au niveau de la voûte du piédroit droit ($\theta$=53°). Ces localisations autour du profil correspondent relativement bien aux zones fissurées.
L'absence de la frange de terrains altérés favorise l'apparition d'une fissure au niveau de la naissance de la voûte du piédroit droit ($\theta$=53°).

**2) Influence de la prise en compte d'une EDZ autour des ouvrages.**

- *Impact du creusement de l'ouvrage sur la stabilité du versant.*

La prise en compte de l'auréole de terrain endommagé (EDZ) influence légèrement les déplacements horizontaux et verticaux au voisinage de l'ouvrage (Figure 161).

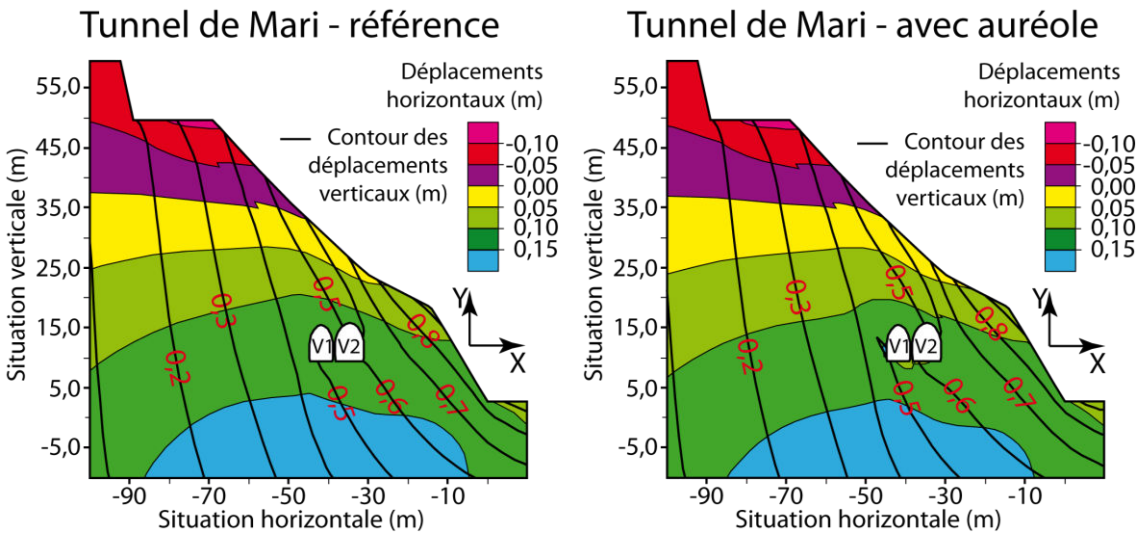



**Figure 161.** Résultats des déplacements verticaux et horizontaux au sein du versant (courbes d'iso-valeurs pour les déplacements verticaux – Zones colorées pour les déplacements horizontaux).

Au niveau des déformations de cisaillement au sein du massif (shear strain increment), la considération d'une auréole de terrain endommagé est également significative.

- *Influence de l'interaction tunnel / Versant instable au niveau des ouvrages.*

Les représentations radiales des efforts internes dans les structures des ouvrages sont présentées ci-dessous (Figure 162 et Figure 163).

La prise en compte d'une EDZ autour des ouvrages provoque d'un côté une réduction des efforts internes au sein de la structure de V2, principalement au niveau de la base du piédroit gauche (côté massif). Au niveau de l'ouvrage V1, la prise en compte de l'EDZ provoque une réduction des forces axiales côté mer et au contraire une augmentation côté massif (Figure 162).

Au niveau des forces de cisaillement, la prise en compte de l'EDZ entraîne comme pour les forces axiales une très légère diminution des forces de cisaillement affectant l'ouvrage V2 et une augmentation des valeurs au niveau de l'ouvrage V1 notamment à proximité de la base des piédroits (Figure 163).

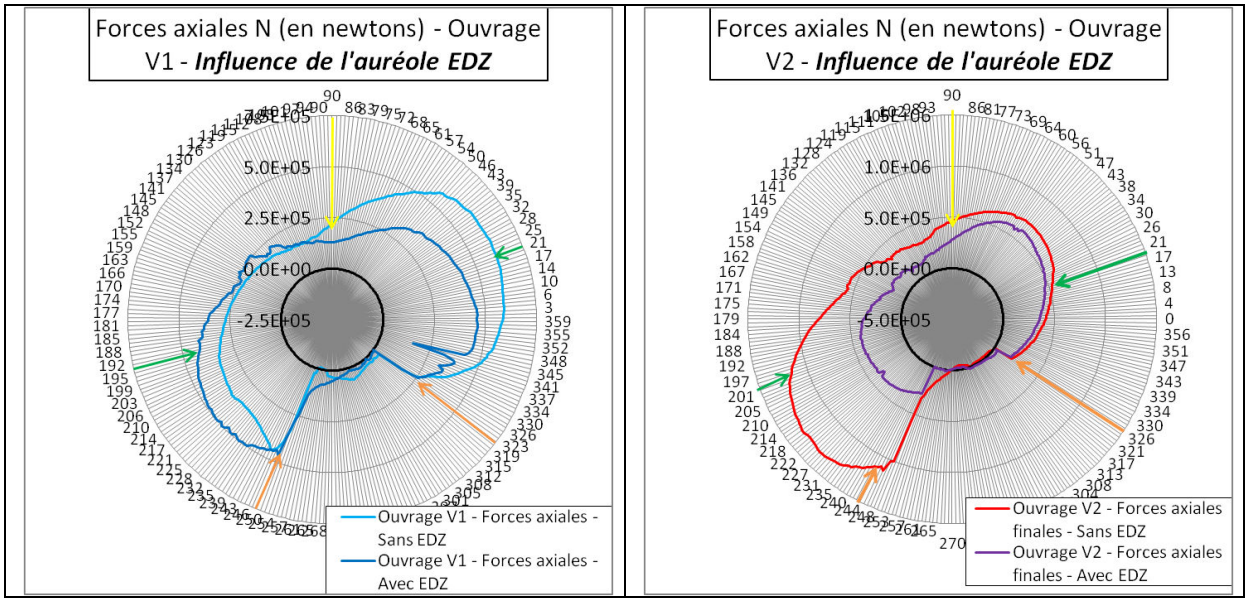



**Figure 162.** Forces axiales N au sein de la maçonnerie – Influence de la prise en compte d'une EDZ (voir Figure 158 pour la signification des flèches).

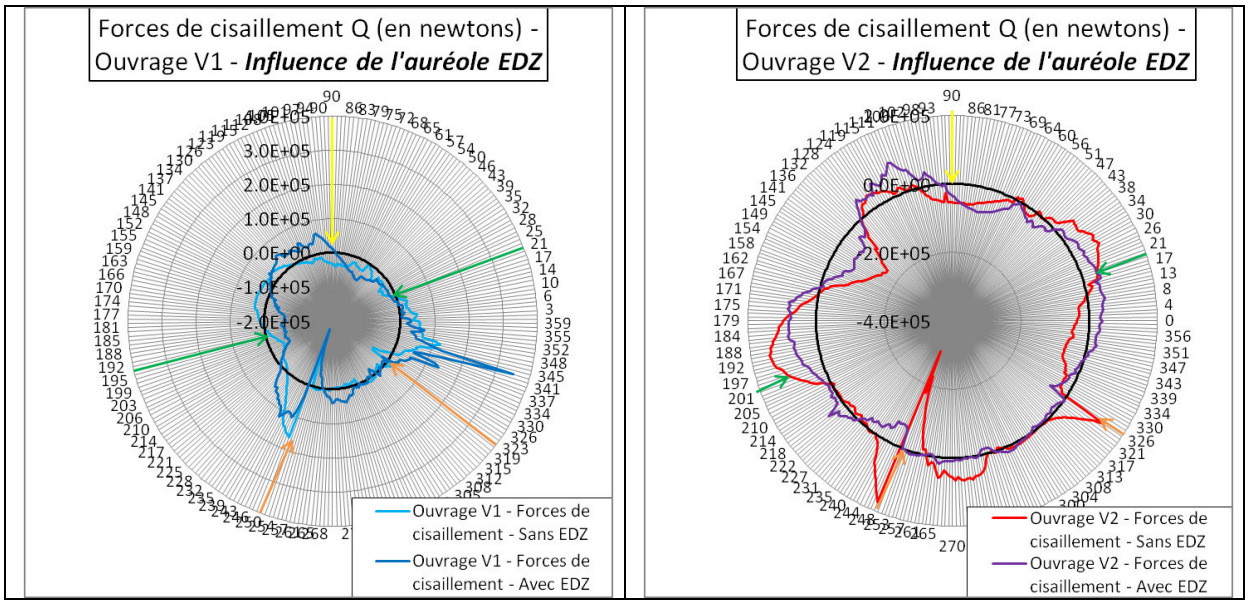



**Figure 163.** Forces de cisaillement Q au sein de la maçonnerie – Influence de la prise en compte d'une EDZ (voir Figure 158 pour la signification des flèches).

En conclusion, la prise en compte d'une EDZ autour des ouvrages entraîne une réduction des efforts dans la structure de V2. Au niveau de l'ouvrage V1, la prise en compte de l'EDZ conduit à légèrement réduire les efforts côté mer et au contraire augmenter ceux côté massif.

- *Analyse des efforts – Capacité de chargement de la structure.*

L'application de la méthode de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009), avec les efforts enregistrés autour de la section transversale dans le cadre de l'étude de l'influence de la prise en compte ou non d'une EDZ, est illustrée à la Figure 164.
On rappelle que les critères de rupture illustrés correspondent à une résistance à la compression de ($\sigma_c$=17MPa) et une résistance à la traction de ($\sigma_t$=-1,3MPa).

Les évolutions des forces axiales N, des moments M et des forces de cisaillement Q autour de la section transversale sont représentées par rapport aux critères de rupture au voisinage de la limite inférieure, laquelle est associée à un excès d'efforts de traction (Figure 164).
La prise en compte d'une EDZ tend à réduire fortement les efforts enregistrés dans la structure.

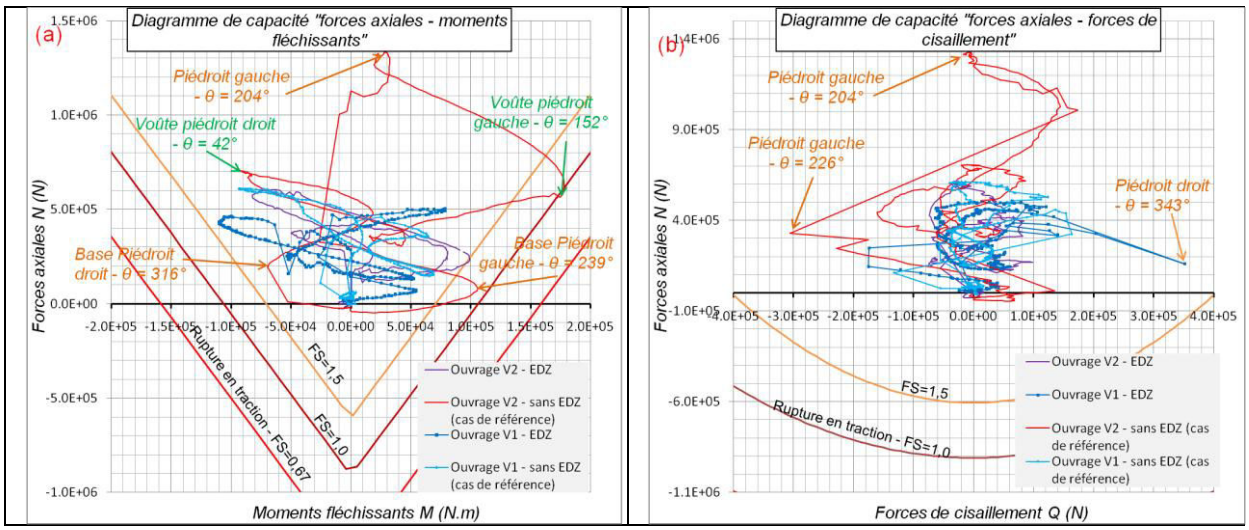



**Figure 164.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la prise en compte ou non d'une EDZ.

### 3) Influence de la séquence d'excavation.

- *Impact du creusement de l'ouvrage sur la stabilité du versant.*

L'inversion de la séquence de construction (l'ouvrage V1 creusé avant l'ouvrage V2) ne semble pas influencer grandement ni les déplacements, ni les déformations de cisaillement au sein du massif (Figure 165).

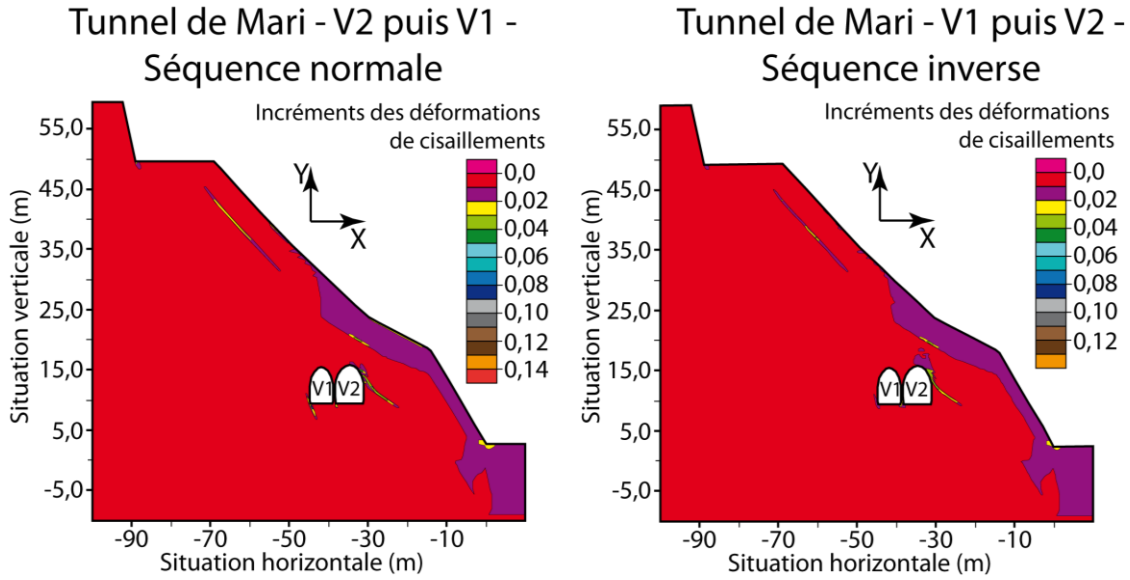



**Figure 165.** Déformations de cisaillement (shear strain increment) au sein du versant – Influence de la séquence d'excavation.

- *Influence de l'interaction tunnel / Versant instable au niveau des ouvrages.*

Les représentations radiales des efforts internes dans les structures des ouvrages sont données en Figure 166.

Le changement dans la séquence de construction des ouvrages : creusement de l'ouvrage V1 suivi de l'ouvrage V2, modifie les efforts et les déformations des deux structures tout comme l'avait mis en évidence l'étude de Yang, J.S., et al., (2008) (Figure 25).

L'évolution transversale des efforts internes des ouvrages varie lorsque la séquence de construction est inversée. De plus, l'ouvrage construit en premier est soumis à des efforts plus importants d'un ordre de grandeur par rapport à l'ouvrage mis en place par la suite. Plus précisément, les efforts internes dans la structure construite en premier évoluent au cours de la construction de l'ouvrage adjacent (Figure 167). La même tendance d'évolution des efforts dans l'ouvrage construit en premier a été présentée dans l'étude de Yang, J.S., et al., (2008).

Au niveau des valeurs des efforts internes enregistrés dans les ouvrages, l'inversion de la séquence de construction des ouvrages est légèrement plus favorable par rapport à la séquence autorisant la construction en premier de l'ouvrage V2 situé côté mer.

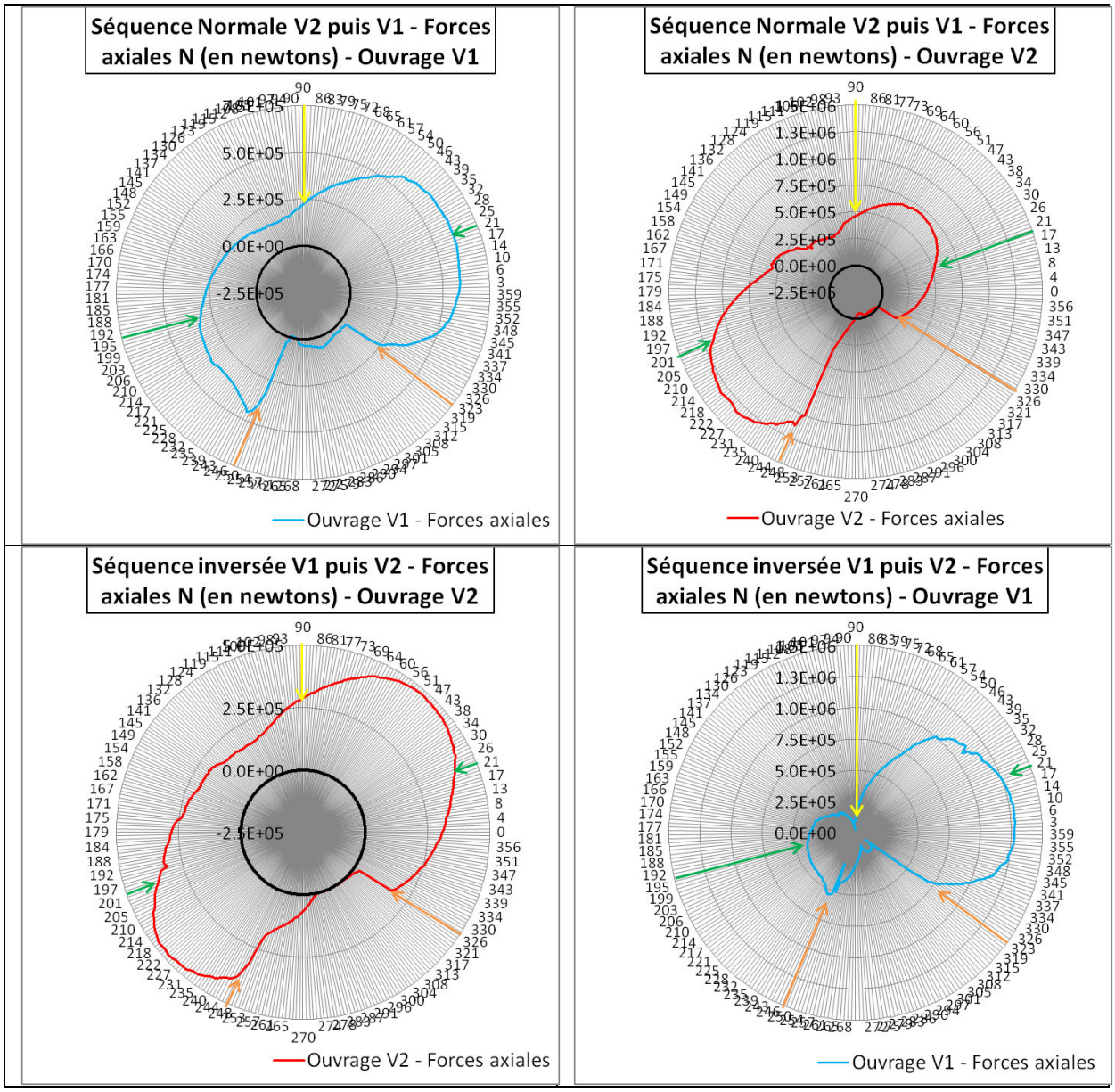



**Figure 166.** Forces axiales N au sein de la maçonnerie – Influence de la séquence de construction des ouvrages (voir Figure 158 pour la signification des flèches).

Lorsque l'ouvrage V2 est construit en premier (séquence normale), ce dernier est principalement soumis à des forces axiales positives (N>0) au niveau de l'axe de symétrie longitudinal des éléments poutres. Les forces axiales au niveau du piédroit gauche étant plus fortes que celles au niveau du piédroit droit. En revanche à l'état intermédiaire (après la fin de la construction de l'ouvrage V1), la structure de l'ouvrage V2 est sujette principalement à des forces axiales positives (N>0), lesquelles sont plus importantes du côté mer (Figure 167).

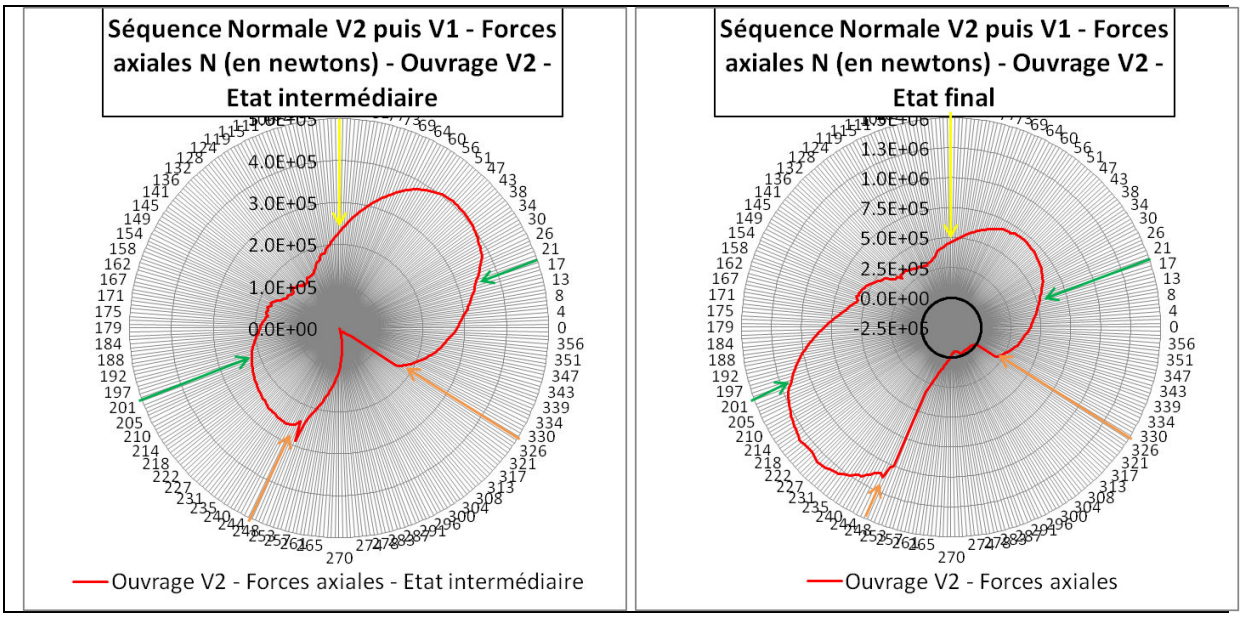



**Figure 167.** Forces axiales N au sein de la maçonnerie – Influence de la séquence de construction des ouvrages – Evolution des efforts internes au cours de la construction des 2 ouvrages (voir Figure 158 pour la signification des flèches).

- *Analyse des efforts – Capacité de chargement de la structure.*

L'application de la méthode de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009), avec les efforts enregistrés autour de la section transversale dans le cadre de l'étude de l'influence de la séquence d'excavation, est illustrée à la Figure 168.

Les évolutions des forces axiales N, des moments M et des forces de cisaillement Q autour de la section transversale sont représentées par rapport aux critères de rupture au voisinage de la limite inférieure, laquelle est associée à un excès d'efforts de traction (Figure 168).

La séquence d'excavation des ouvrages est plus négative au niveau des efforts enregistrés lorsque l'ouvrage situé moins profondément dans le massif (V2) est construit en premier. Dans ce cas, les efforts dans la structure de V2 dépassent la résistance à la traction (FS<1) au niveau de la voûte du piédroit gauche.

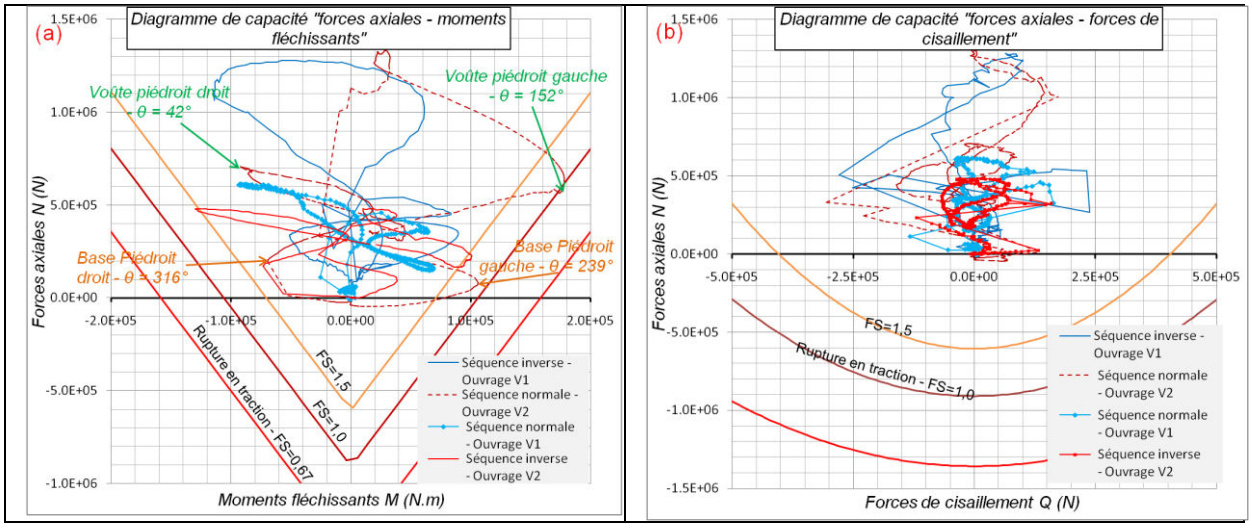



**Figure 168.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la séquence d'excavation.

### 4) Corrélation entre les efforts et déformations enregistrés et les pathologies identifiées.

L'instabilité du versant au niveau des ouvrages a engendré des efforts internes plus ou moins importants au sein de la structure des ouvrages.

Une tentative de validation sommaire du modèle a été réalisée en corrélant les pathologies des ouvrages identifiées lors des visites d'inspections et les sollicitations des structures des ouvrages enregistrées numériquement.

Tout d'abord les résultats du modèle numérique sont comparés avec ceux mesurés au sein du versant. Au niveau des déplacements dans les sondages S2.1 et S3, leurs amplitude est de l'ordre de 0,2 mètres cumulés durant une période de 4 ans. Cette valeur de déplacement résulte en partie de la viscosité du massif, que ne prend pas en compte le modèle numérique et d'autre part de sollicitations hydrauliques non prises en compte par le modèle. On peut toutefois comparer cette valeur aux déplacements données par la simulation numérique : (0,35 < d < 0,75 m). On rappelle que ces valeurs de déplacement résultent de la prise en compte dans le modèle numérique des déplacements provoqués par la mise en place de la morphologie actuelle du versant ainsi que le creusement des ouvrages. Alors que ces déplacements mesurés dressent un état actuel postérieur à la construction des ouvrages. Il est donc normal que les déplacements enregistrés numériquement donnent des valeurs bien supérieures à celles mesurées et traduisant l'évolution de la construction au sein du versant.

Les études sur l'influence de l'épaisseur de la couverture ainsi que la prise en compte d'une EDZ ont permis de préciser les sollicitations mécaniques enregistrées par les structures des ouvrages V1 et V2.

Au niveau de l'ouvrage V1, les forces axiales sont principalement positives (N>0) au niveau de l'axe de symétrie des éléments poutre. Elles traduisent un comportement de raccourcissement au niveau de la structure. Cependant en fonction de l'orientation des vecteurs de déplacement de la structure, il est possible de déterminer la sollicitation régnant à l'intrados et à l'extrados. Du fait de la résistance à la compression plus élevée par rapport à la traction, la structure rompt par un excès de traction en certaines zones.

La Figure 169 illustre les vecteurs de déplacement de la structure de V1 et V2 pour le cas de référence.

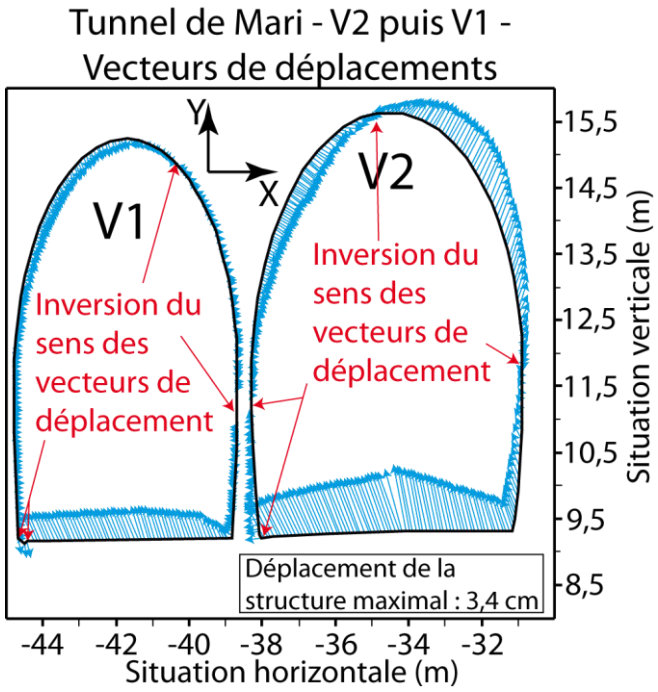



**Figure 169.** Vecteurs de déplacement de la structure des ouvrages : ouvrage V1 (gauche) et ouvrage V2 (droite) – Cas de référence.

Les pathologies majeures de l'ouvrage V1 correspondent à des fissures longitudinales ouvertes à l'intrados, localisées au niveau du rein gauche et également à environ 1,5 m de la base du piédroit droit. La fissure ouverte au niveau du rein gauche est associée à un aplanissement du profil. Les résultats numériques montrent au niveau du rein gauche des vecteurs de déplacement orientés vers l'intérieur du profil. La sollicitation à l'intrados doit correspondre à de la traction. Au niveau du piédroit droit de l'ouvrage V1, la structure subit une inversion de l'orientation des vecteurs déplacements, en accord avec les observations de désaffleurement de fissures affectant la structure.

Au niveau de la section transversale de l'ouvrage V2, les pathologies observées au niveau de cette portion de l'ouvrage correspondent à des fissures longitudinales localisées de part et d'autre de la clé de voûte. Plus précisément certaines sont situées au niveau du rein gauche (côté massif) et sont associées à un aplanissement de la structure. D'autres sont situées au niveau de la naissance droite de la voûte (côté mer) et sont associées à un déversement de l'ouvrage et un désaffleurement des fissures. Les résultats numériques montrent des vecteurs de déplacement orientés vers l'intérieur du profil au niveau du rein gauche. Ils indiquent correctement l'aplanissement de la structure ainsi que la sollicitation à l'intrados du rein gauche correspondant à de la traction. L'inversion de l'orientation des vecteurs de déplacement au niveau du piédroit droit se produit au niveau de la naissance de la voûte du piédroit droit et est en accord avec les observations de désaffleurement des fissures.

Les efforts internes enregistrés dans les structures des deux ouvrages ont été représentés par rapport aux efforts admissibles pour les différentes études réalisées. Il apparaît que la structure de l'ouvrage V2, situé côté mer, subit des efforts plus importants que la structure de l'ouvrage V1. La rupture se produit principalement par un excès d'effort de traction au niveau, soit de la voûte du piédroit droit ($\theta$=53°), soit du rein du piédroit gauche ($\theta$=152°). Le cas sans couverture d'altération et le cas de référence sont ceux qui permettent de s'approcher le plus possible des pathologies observées.

### *4.2.3. Tunnel de Mari – Conclusions et perspectives.*

- *Conclusions :*

Les résultats numériques ont permis d'approcher le contexte d'interaction des ouvrages avec l'instabilité du versant. L'amplitude des déplacements enregistrés numériquement au sein du versant est plus importante que celle mesurée au niveau des inclinomètres dans les sondages S2.1 et S3. La différence découle de la simulation de la formation du versant et de la construction des ouvrages tandis que les mesures effectuées caractérisent une évolution temporelle des déplacements bien après la construction des ouvrages.

Au niveau des ouvrages, les sollicitations mécaniques révélées par la simulation numérique semblent conformes à celles nécessaires à l'apparition des fissures, là où elles sont observées sur les deux profils. Cependant au niveau des efforts admissibles, on remarque que les résultats numériques sont légèrement inférieurs à ceux nécessaires à l'apparition des pathologies de l'ouvrage V2 et bien inférieurs pour l'ouvrage V1. Ils ne permettent donc pas de simuler le développement de fissures au sein des structures des ouvrages. L'incertitude mécanique majeure des structures découle de l'absence de données mesurées. Les paramètres E et $\nu$ de la structure maçonnée ont été choisis en se basant sur les valeurs courantes utilisées par la SNCF. Ces valeurs ont été estimées à partir d'un ensemble d'essais de laboratoire réalisés sur de nombreuses natures de maçonneries. La modification du module d'Young dans une fourchette plausible pourrait permettre de retrouver les efforts internes susceptibles de dépasser les efforts admissibles et donc d'autoriser le développement de fissures.

Cette rétro-analyse d'étude de cas a permis de mettre en évidence la combinaison du contexte lithologique associé à la morphologie du versant sur l'instabilité gravitaire au sein de la couverture sédimentaire. Le confortement des ouvrages nécessite la stabilisation de la

couverture sédimentaire du versant. Cette dernière est fortement instable durant les intenses épisodes pluvieux responsables des coulées boueuses. La réalisation de tranchées et de puits drainants pourraient permettre de réduire l'influence de l'eau dans le mécanisme de l'instabilité du versant.

- *Perspectives :*

Tout d'abord l'aspect évolutif de l'ouverture des fissures longitudinales dans le temps, malgré le confortement de la structure de l'ouvrage V2 avec des cintres métalliques, confirme l'hypothèse d'un processus lent découlant de l'instabilité du versant, a fortiori d'un mécanisme d'instabilité de l'encaissant de l'ouvrage. Ce type d'évolution suggère la présence d'un mécanisme lent et différé dans le temps.

Le choix du modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb pour caractériser le comportement des différentes formations au sein du massif présente l'avantage de faire appel à des paramètres simples ($\gamma$, E, $\nu$, C, $\varphi$) lesquels ont pu être déterminés grâce à des investigations géotechniques in-situ et de laboratoire. Cependant, ce modèle de comportement ne permet pas l'expression d'un comportement différé dans le temps, lequel serait potentiellement plus représentatif du comportement au sein de la formation des flyschs.

L'implantation d'un modèle de comportement élasto-visco-plastique nécessiterait la réalisation d'essais de fluage en laboratoire complétés par des mesures de terrain telles que les déplacements à la surface du versant. En effet la solution la plus appropriée pour valider le modèle numérique consiste à ajuster les paramètres numériques implantés dans la loi de comportement afin de retrouver l'amplitude des mesures de terrain, la cinétique des déplacements et enfin le comportement du massif (Fleurisson, et al., 2005).

La prise en compte de l'influence de l'eau et des précipitations importantes associées comme composantes de l'instabilité du versant pourrait permettre également d'affiner le modèle. Elle nécessiterait la caractérisation des propriétés hydrauliques des différentes formations et de mieux connaître le niveau de la nappe phréatique.

Au niveau des structures des ouvrages, il conviendrait également de réaliser quelques mesures, essais in-situ et de laboratoire complémentaires afin de caractériser :

- la résistance à la traction de la maçonnerie de l'ouvrage V1 constituée par des moellons de calcaire et de grès sur certains tronçons de l'ouvrage ;
- déterminer les modules d'Young pour les structures des deux ouvrages ;
- des mesures de contraintes in-situ au sein des structures des ouvrages ;
- l'évolution de la convergence des parois dans le temps via des dispositifs de mesure des déplacements en paroi ;
- le comportement des fissures dans le temps via la mise en place de fissuromètres.

Au niveau du versant, en plus des mesures de déplacements au niveau de la surface du versant et/ou en sondage, un suivi continu du niveau de la nappe phréatique du versant permettrait d'affiner le modèle numérique en tenant compte de l'influence de l'eau en tant que chargement hydraulique évoluant au cours du temps.

# 4.3. Pathologies du tunnel de l'Encombrouze.

## *4.3.1. Tunnel de l'Encombrouze – analyse des différents contextes de l'ouvrage.*

### *A. Introduction :*

Ce tunnel ancien a été construit en 1884 avec un revêtement en maçonnerie. Il constitue une étude de cas particulièrement intéressante de tunnel ancien en contexte de versant instable.

Le tunnel de l'Encombrouze est situé dans le département des Hautes-Alpes (05) à environ une dizaine de kilomètres au Sud de Briançon, sur la commune de l'Argentière-la-Bessée. Cet ouvrage de 447 m de long est situé sur la ligne Veynes – Briançon entre les PK338,161 et PK338,608, en rive droite de la Durance (Figure 170).

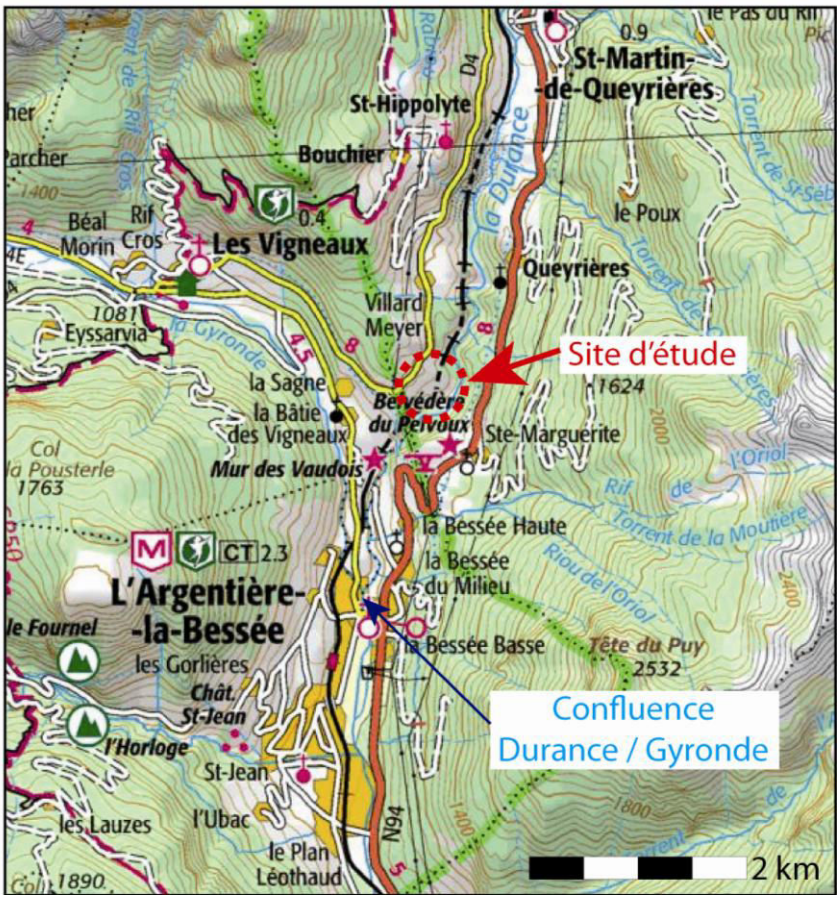



**Figure 170.** Localisation géographique du tunnel de l'Encombrouze (Infoterre.brgm.fr).

La direction de l'ouvrage est parallèle à celle du versant. Avec un recouvrement maximal de 47 m, ce tunnel est caractéristique des tunnels anciens peu profonds. Des photos et panoramas du versant sont représentés à la **Error! Reference source not found.** à l'Annexe 1.1.

Du fait de l'ancienneté de l'ouvrage et des nombreuses pathologies affectant sa structure, il se pose la question de l'origine des désordres. Sont-ils dus au vieillissement seul de la structure et de l'encaissant proche ou également dus à une instabilité à l'échelle du versant ?

L'analyse des différents contextes du versant et de l'ouvrage en son sein a pour objectif de déterminer les principales causes de l'apparition des pathologies de l'ouvrage. Ce diagnostic permettra de définir les confortements à réaliser ou au minimum de déterminer les

principales investigations complémentaires à effectuer dans le but de mieux caractériser l'interaction entre l'ouvrage et l'instabilité du versant.

## B. *Contexte géologique :*

### 1) Cadre structural

Le versant de la Vignette dans lequel a été creusé le tunnel de l'Encombrouze est situé dans le domaine interne de la chaîne alpine. Cet ensemble est structuré en unités géologiques orientées globalement N-S. Il est constitué de nappes de charriages se chevauchant vers l'WSW (Debelmas, J., 1955).

Au niveau de la zone d'étude, la nappe briançonnaise chevauche la nappe subbriançonnaise, laquelle affleure grâce à la fenêtre de l'Argentière. Cette dernière nappe chevauche à l'Ouest la nappe dauphinoise (Figure 171). Cet ensemble de nappes vient butter sur les massifs cristallins externes situés plus à l'Ouest, notamment celui du Pelvoux.

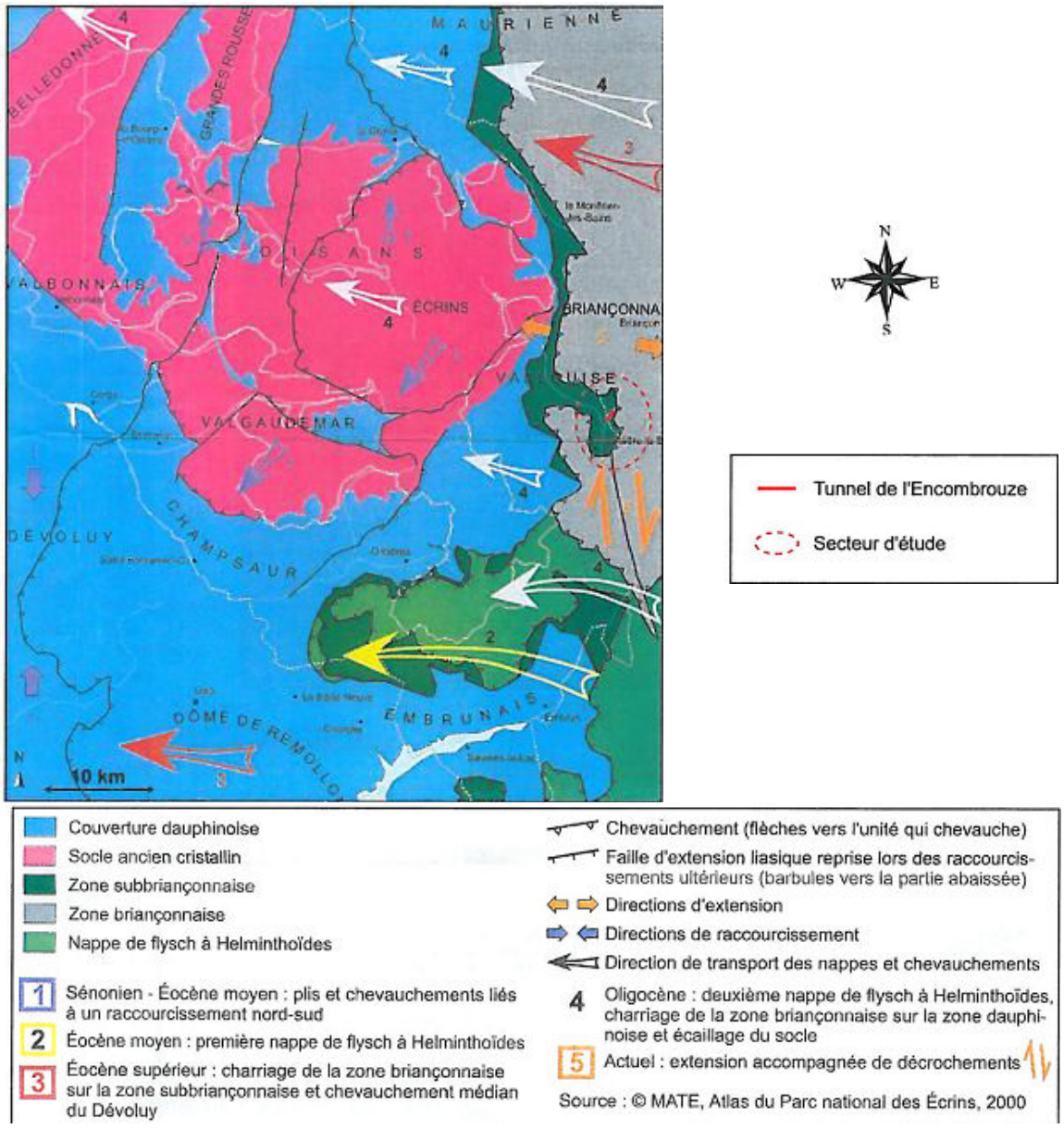



**Figure 171.** Contexte structural (Fenart, P., 2007).

Des déformations « post-nappes » ont affecté les nappes de charriage, notamment avec la formation de structures anticlinales et synclinales à grands rayons de courbure (Debelmas, J., 1955). C'est dans ce contexte complexe qu'affleurent les formations subbriançonnaises au niveau du site d'étude grâce à la structure nommée « fenêtre » ou plus précisément « demi-fenêtre de l'Argentière ». L'anticlinal de nappe affleure grâce à l'action combinée de

l'érosion de la Durance et du jeu de la faille Plio-Quaternaire de la Durance, laquelle à abaissé la rive gauche de la Durance (Fenart, P., 2007).

A l'échelle du versant, la demi-fenêtre de l'Argentière correspond à un anticlinal simple d'axe NW-SE au Nord. Vers le Sud la structure devient un anticlinorium comprimé d'axe NNW-SSE au niveau du Ravin de Rouyes (verrou glaciaire) (Debelmas, J., 1954) (Annexe 1.2 - **Error! Reference source not found.**). Au Sud du versant de la Vignette, l'axe du pli plonge et disparaît rapidement sous la nappe chevauchante briançonnaise du Puy des Aiguillons (Debelmas, J., 1955) (Annexe 1.2 - **Error! Reference source not found.** - coupe 17).

Le panorama de la demi-fenêtre de l'Argentière depuis un point de vue situé au Sud de la chapelle de Ste-Marguerite illustre les formations et nappes rencontrées à proximité de la zone d'étude (Debelmas, J., 1955) (Figure 172).

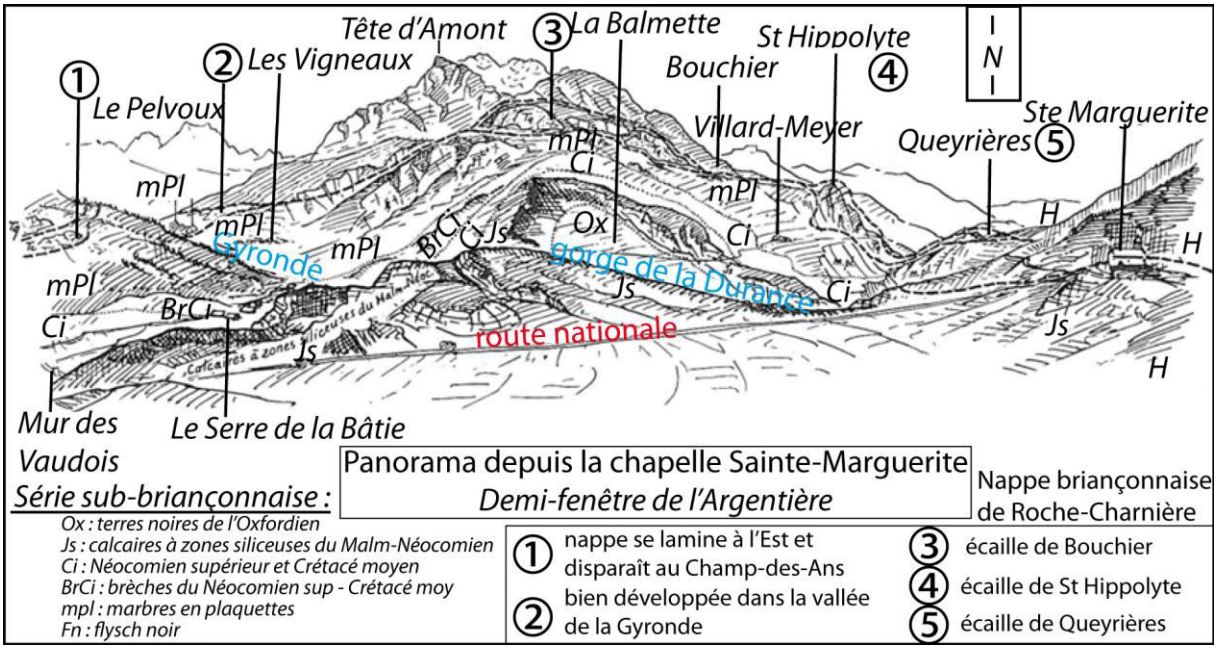



**Figure 172.** Panorama de la demi-fenêtre de l'Argentière (d'après Debelmas, J., 1955).

Ce panorama permet d'observer les différentes structures et formations rencontrées au voisinage du site d'étude :

- les formations de la zone sub-briançonnaise sont visibles au centre du panorama avec la demi-fenêtre de l'Argentière. L'anticlinal, déversé vers l'Ouest, est constitué au cœur de la structure par les schistes noirs de l'Oxfordien (Ox). Au niveau du versant de la Vignette cette formation est principalement masquée par des formations superficielles. La voûte anticlinale est formée par les calcaires et calcschistes du Malm-Néocomien (Js-Ci) au niveau de la crête de la Balmette. Cette formation est suivie en remontant la série par les marbres en plaquettes (m.Pl) du Crétacé supérieur – Eocène inférieur qui terminent la série sub-briançonnaise.

  Au dessus de la nappe subbriançonnaise viennent les 2 niveaux de la nappe briançonnaise : celle de Roche-Charnière à la base et la nappe de Champcella.

- La nappe de Roche-Charnière est formée par des calcaires et quartzites triasiques. Cette série est bien développée dans la vallée de la Gyronde (2), mais se lamine et disparaît au niveau du Champ-des-Ans (1) au SW de l'Argentière-la-Bessée.
- Au Nord du site d'étude, la nappe briançonnaise est réduite en lambeaux laminés : les écailles du Bouchier (3), de St-Hippolyte (4) et de Queyrières (5).
- Au NE de la zone d'étude, à proximité de la chapelle Ste-Marguerite située à l'Est, on peut observer la surface de contact entre la nappe sub-briançonnaise et le Houiller (H) de la base de la nappe briançonnaise de Champcella (Debelmas, J., 1954).

Le tunnel de l'Encombrouze est situé au cœur de l'anticlinal de nappe de la Balmette au sein des formations de la nappe sub-briançonnaise. Celles-ci, décrites plus précisément par la suite, correspondent aux schistes noirs de l'Oxfordien (Ox) et aux calcschistes à lits siliceux du Malm-Néocomien (Js) (Figure 172).

Au niveau du secteur d'étude, la demi-fenêtre de l'Argentière est affectée par le faisceau de failles de la Haute-Durance (FFHD) dont l'orientation varie entre N160° et N-S. Ce réseau d'accidents est caractérisé par un jeu coulissant dextre en extension. Il a provoqué l'effondrement du compartiment Est au niveau du versant de la Vignette (Fenart, P., 2007). L'origine de la remontée de la rive droite de la Durance par rapport à la rive gauche est attribuée à la surrection tardive du Pelvoux à la fin du Pliocène. Cette tectonique peut toujours être active comme l'attestent les fréquents séismes ressentis dans la région (Debelmas, J., 1955).

Les récentes mesures géodésiques et sismologiques ont montré que le mouvement des failles NNW-SSE du FFHD est cohérent avec celui des failles transverses induisant un récent changement du régime tectonique régional passant de décrochant à de nouveau normal-décrochant (BRGM, 2009).

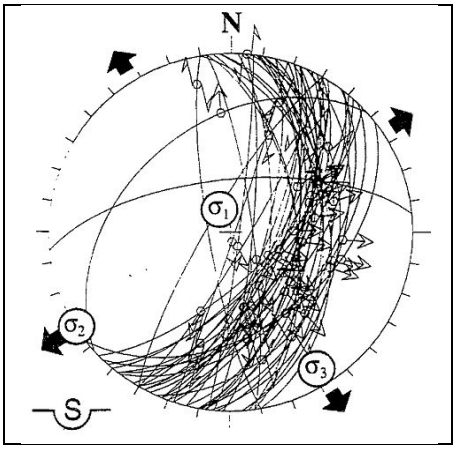



**Figure 173.** Principaux accidents du FFHD et orientation des directions des contraintes principales (Tricart, P., et al., 1996).

A l'échelle du versant, ces accidents majeurs appartenant au FFHD recoupent le site d'étude. Ils ont probablement conduit au découpage des blocs de calcschistes (Js) formant l'armature de la voûte anticlinale. Ces derniers ont par la suite glissé et basculé lors de la morphogénèse du versant.

### 2) Stratigraphie et formations rencontrées

Les formations géologiques rencontrées au voisinage de la zone d'étude, appartiennent soit aux formations subbriançonnaises soit aux produits des formations quaternaires glaciaires et post-glaciaires.

#### *a. Le subbriançonnais au niveau de la demi-fenêtre de l'Argentière :*

- ***Callovo–Oxfordien (Ox) :*** il est représenté par un faciès de schistes noirs à surface luisante et finement plissoté. Au niveau de la base, ces schistes sont associés à des calcaires spathiques gréseux en lits minces. Quelques microbrèches calcaires à patine brune sont également présentes (Debelmas, J., 1955). Ces schistes sont généralement comparés aux « terres noires » des chaînes subalpines. Ils constituent un niveau tendre, relativement plastique et potentiellement sujet au fluage.

  *Au niveau du versant :* le cœur de l'anticlinal de nappe est formé principalement par les schistes noirs. Ils affleurent peu au niveau de la demi-fenêtre de l'argentière car ils sont recouverts par des formations superficielles. Cette formation affleure principalement en

rive droite de la Durance, à proximité de la voie ferrée, au dessus de l'entrée Sud du tunnel ainsi qu'au niveau du promontoire derrière lequel passe la départementale D4.

- ***Malm supérieur – Néocomien inférieur (Js) :*** cet ensemble débute par une série de calcaires et calcschistes bien lités à patine grise et cassure noire alternant avec des lits siliceux gris (Js). Cette formation devient plus calcaire et compacte vers le sommet et adopte véritablement l'aspect du Tithonique subalpin armant les crêtes.
  Ce faciès peut être daté du Malm, voire de la base du Néocomien inférieur grâce aux fragments de Bélemnites et d'Aptychus identifiés. L'intense plissement permet d'expliquer l'épaisseur apparente de l'ordre de 100 m de cette série au niveau des flancs de l'anticlinal. Cependant l'épaisseur d'origine ne doit pas dépasser 20 à 30 mètres (Debelmas, J., 1955).

  Cette formation se poursuit avec des calcschistes fortement plissés, à patine grise et cassure noire, bien lités mais sans zones siliceuses (ci). Ce faciès de calcschiste est tendre à la base et devient plus dur en remontant la série. Ils contiennent également des Bélemnites et Aptychus, formant par endroits de véritables lumachelles ainsi que des microbrèches.

  Cette formation se termine par un calcaire plus compact, à taches violacées.

  *Au niveau du versant :* il est possible d'observer ces formations en place sur la route départementale D4 entre les Vigneaux et Prelles au niveau de la crête de la Balmette. De plus au niveau du versant de la Vignette, d'énormes blocs de calcschistes préalablement découpés et glissés sont dispersés sur le versant.

- ***Néocomien supérieur – Crétacé moyen (BrCi) :*** ce faciès nommé « Brèches de l'Argentière » est représenté par une brèche contenant des galets de différentes natures pétrographiques. Il est possible de rencontrer :

  - des galets de gneiss et de micaschistes ;
  - des galets du Houiller Carbonifère (grès et schistes noirs) ;
  - des galets du Trias (dolomies) ;
  - des galets du Rhéthien (calcaire à patine rousse et structure oolithique) ;
  - des galets du Lias (calcaire bleu gris et gris clair) ;
  - des galets du Dogger (calcaire oolithique à foraminifères) ;
  - des galets du Malm (calcaire bleu gris et gris clair).

  L'examen en détail de la série des brèches de l'Argentière, réalisé sur le flanc de l'anticlinal d'Est en Ouest depuis Serre-de-la-Bâtie donne la succession suivante (Debelmas, J., 1955) :

  - Conglomérat composé de gros blocs de schistes gris-noirâtres à Globigérines – série de 10 m d'épaisseur (a).
  - Schistes noirs ou gris à galets isolés bien roulés (grès du Houiller, dolomies triasiques, calcaires oolithiques du Lias ou du Dogger contenant parfois des Gastéropodes et Bracryllium – série de 20 m d'épaisseur (b).
  - Schistes noirs affleurant sur la pente occidentale de l'anticlinal descendant vers la Gyronde (c).
  - Schistes plus clairs, satinés au niveau du lit du torrent (d).

  *Au niveau du versant :* cette formation est visible à proximité des conduites forcées de Serre-de-la-Bâtie au Sud de la structure anticlinale. Au niveau de l'anticlinal, la brèche est bien développée sur le flanc SW. Elle semble disparaître au niveau de la charnière anticlinale ainsi qu'au niveau du flanc anticlinal NE. Au niveau de la route D5 reliant Villard-Meyer à Bouchier, seuls les schistes noduleux affleurent (Debelmas, J., 1955).

- ***Crétacé supérieur – Eocène inférieur (mpl) :*** il est représenté par un faciès pélagique de marbre en plaquettes (mpl.) très épais (Debelmas, J., 1955). La matrice est finement granuleuse et contient de nombreux foraminifères (Rosalina, Globigérines,…) ainsi que quelques prismes d'Inocérames. La présence de ces

derniers est suffisante par conclure à l'âge Crétacé supérieur de cette formation. La présence de rares grains de quartz ainsi que de glauconie permet d'affirmer le caractère transgressif au moment de sa mise en place (Blanchet, F., & Moret, L., 1924).

*Au niveau du versant :* il est possible d'observer cette formation à l'Ouest du versant de la Vignette au niveau de la grande falaise formant le flanc occidental de l'anticlinal. Ils affleurent également au NE de la structure anticlinale au niveau de Villard-Meyer et de Queyrières.

- ***Flysch noir d'âge indéterminé, probablement Lutétien-Priabonien (Fn)***. Ces schistes noirs micacés contiennent de petits bancs gréseux. De plus, dans les zones alpines externes ils peuvent contenir des brèches et conglomérats à grandes Nummulites (Barbier, R., 1966). Cette formation succède aux marbres en plaquettes Eocène par des niveaux de remaniements à faune mélangée (Debelmas, J., 1955).

Le log stratigraphique ci-dessous illustre les formations de la zone subriançonnaise rencontrées à proximité du site d'étude (Figure 174).

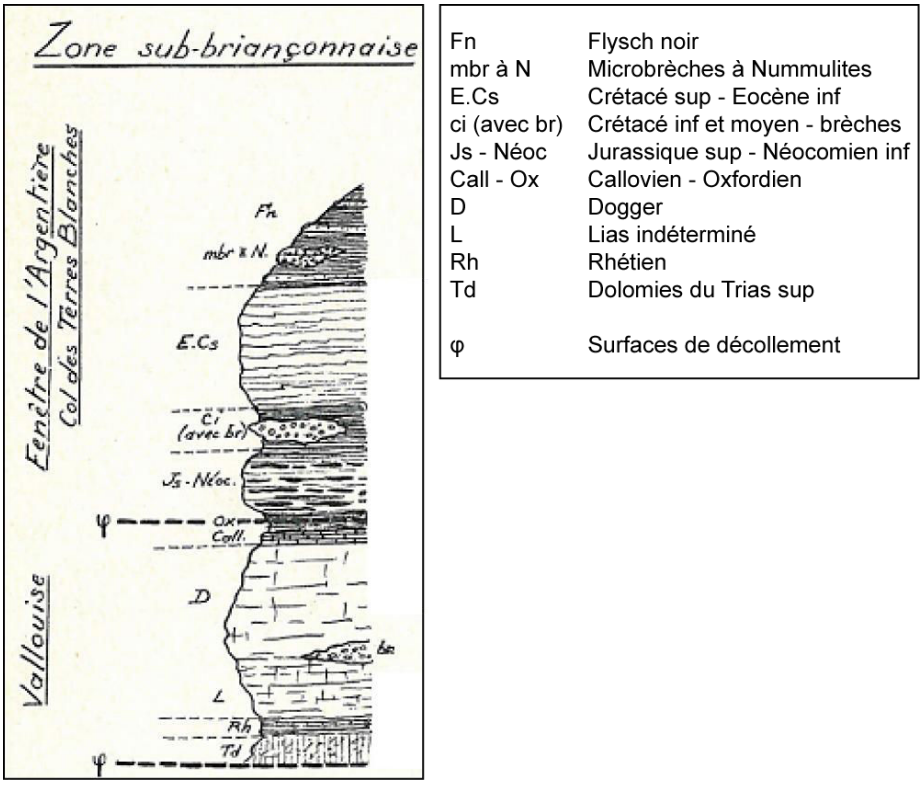



**Figure 174.** Log stratigraphique des formations rencontrées (Debelmas, J., 1955).

### *b. Les formations superficielles glaciaires et post-glaciaires :*

Au niveau du versant de la Vignette et sur les versants avoisinants, des formations superficielles quaternaires en place ou partiellement remaniées affleurent. Elles sont composées de :

- formations de pente composées de graviers avec des éléments de schistes noirs oxfordiens et des éléments de calcschistes du Malm-Néocomien. Des blocs de roches intrusives, reliques de moraines glaciaires remaniées par la Durance, sont présents (Chapelard, M., 1978) ;
- conglomérats irrégulièrement cimentés, à galets variés. Ils sont constitués par des alternances de dépôts fins et plus grossiers issus de dépôts fluvio-glaciaires de lacs de barrages.

Ces conglomérats sont actuellement remaniés au niveau du versant de la Vignette ;
- moraines glaciaires (blocs polygéniques arrondis et striés englobés dans une matrice silteuse).

Le tunnel de l'Encombrouze est situé au centre de la fenêtre de l'Argentière. Il traverse principalement les formations de la zone subriançonnaise au cœur de l'anticlinal de nappes. Plus précisément le tunnel recoupe les schistes noirs du Callovo-Oxfordien (Ox) ainsi que les blocs de calcschistes à lits siliceux du Malm-Néocomien (Js), découpés et glissés sur le versant. Enfin le tunnel intercepte également, pour une portion de l'ouvrage, des formations superficielles constituées de dépôts glaciaires et post-glaciaires, comportant une nappe de versant (Annexe 1.3 - **Error! Reference source not found.**).

### *C. Contexte géomorphologique :*

L'évolution de la morphologie du versant de l'Encombrouze est particulièrement intéressante du point de vue du façonnement glaciaire des vallées alpines et des retouches post-glaciaires de l'Holocène à aujourd'hui. Les directions générales des grandes vallées, notamment celle de la Durance semblent contrôlées par les conditions lithologiques et structurales. L'histoire quaternaire de la vallée est compliquée du fait de la grande lacune entre les formations quaternaires du Würm rencontrées et celles plus anciennes (Lutétien-Priabonien). Il faut ajouter également la tectonique de nappe polyphasée ainsi que les nombreux accidents tectoniques affectant la vallée (BRGM, 1968 (b)).

L'existence du réseau hydrographique de la Durance, proche de son tracé actuel, est reconnue à partir du Miocène supérieur.

La plus récente formation d'origine glaciaire reconnue dans la vallée de la Haute Durance en amont de l'Argentière-la-Bessée est la formation würmienne (BRGM, 1968 (b)).

Lors de la dernière glaciation du Würm (-100000 à -15000 ans), le glacier de la Gyronde, profondément encaissé dans sa vallée était directement alimenté par le massif du Pelvoux non loin à l'Ouest (Figure 170). Il devait constituer le glacier principal tandis que le glacier de la Durance, suspendu d'environ 200 m, venait confluer avec le glacier principal par une gorge de raccordement se développant jusqu'à quelques kilomètres en amont du site d'étude (BRGM, 1968 (b)).

Le contraste de puissance entre le glacier de la Gyronde alimenté par une surface d'englacement très étendue et le glacier de la Durance doit expliquer ce contexte morphologique.

Le retrait glaciaire post-würm a dû s'effectuer tout d'abord dans la vallée de la Durance du fait de l'épaisseur moins importante du glacier. Le glacier de la Gyronde a pu constituer provisoirement un barrage naturel à l'écoulement des eaux de fonte avec dépôts de formations alluviales de lac de barrage à l'amont. Ce barrage naturel a, par la suite, été submergé, accélérant le retrait du glacier de la Gyronde. Depuis, l'érosion fluviatile de la Durance a régularisé progressivement le profil d'équilibre en incisant le seuil de raccordement suivant un processus d'érosion régressive toujours actuel (Cojean, R., 2008).

L'analyse morphologique des versants environnants, couplée à des campagnes de terrain, ont permis de mettre en évidence plusieurs terrasses alluviales formées de poudingues irrégulièrement cimentés, à l'amont du site. Ces terrasses, identifiées aux alentours de 1190-1200 m NGF, notamment au niveau de Villard Meyer ainsi qu'au Nord de Queyrières, sont aujourd'hui suspendues de 100 à 150 mètres au dessus du lit actuel de la Durance.

Au niveau du site d'étude, situé à 1 km au Sud de la grande terrasse de Villard Meyer, l'érosion a dû entailler le fond de vallée sur plus d'une centaine de mètres (Cojean, R., 2008). Le plateau alluvial à Villard Meyer a été identifié à la cote 1200 mètres. Au niveau du versant de la Vignette aucun replat caractéristique de plateau alluvial n'affleure pour cette

même altitude au voisinage de la départementale D4. L'érosion importante de la Durance au niveau du site a dû conduire à la déstabilisation et au remaniement de ces dépôts. En effet des blocs de poudingue basculés et glissés sur le versant ont été observés en parcourant le versant à l'aplomb du tunnel.

Les énormes blocs de calcschistes du Malm-Néocomien ne présentent pas de traces de stries ou polis glaciaires mais uniquement des plans de failles. Cette observation a conduit à présumer que la déstabilisation et le glissement de ces blocs prédécoupés par le FFHD n'a pu se produire qu'après la dernière glaciation du Würm. La phase d'érosion régressive du seuil de raccordement serait dont le moteur de dispersion de ces blocs sur le versant (Cojean, R., 2008).

Une des principales difficultés des relevés de néotectonique affectant des terrains quaternaires provient de l'origine controversée de ces déformations. Cette tectonique cassante peut être le résultat de la réactivation d'accidents tectoniques majeurs anciens. La déstabilisation du versant par une instabilité gravitaire profonde de type « sackungs » suite à la décompression post-glaciaire des versants peut également avoir provoqué ces déformations (BRGM, 2009).

La décompression du versant associée au retrait glaciaire a pu générer des accidents présentant un jeu normal uniquement (BRGM, 2009). Ces fractures affectent principalement la partie supérieure des reliefs, parallèlement aux courbes de niveau ou à la ligne de crête. Leur localisation « haute » dans le relief du versant confirme leur origine gravitaire. L'âge post-glaciaire des escarpements rocheux (non striés) confirme l'origine de la déstabilisation des blocs de calcschistes associée au retrait du glacier.

Pour conclure, la déstabilisation des pitons de calcschistes prédécoupés par le faisceau de failles de la haute Durance a été facilitée par l'érosion de la Durance en pied de versant.

### *D. Contexte hydrogéologique :*

#### 1) Observations de terrain.

Les observations de terrain au niveau du versant et de l'ouvrage ont permis de caractériser le contexte hydrogéologique du site d'étude.

Les sources identifiées au niveau du versant et la synthèse de Fenart, P., (2007) ont permis de mettre en évidence plusieurs exutoires au niveau du versant :

- Au niveau de la tête de tunnel Sud (côté Veynes), le mur de soutènement du côté amont de la voie fait l'objet d'un captage des eaux par des barbacanes (Figure 175 – a). Le débit de cet exutoire pour la nappe de versant est de 0,5 l/s (Fenart, P.,2007). Sa source provient du talweg orienté N160 en amont du versant, avec développement d'une végétation de zone humide.
- A proximité de la tête Sud du tunnel, environ 100 m plus haut sur le versant, la source « Lou batcha Saerié » a été captée afin d'assurer une irrigation des vignes du versant en période estivale. Son débit de 0,3 l/s alimente probablement en partie la source au niveau de l'entrée de la tête du tunnel Sud (Figure 175 – a).
  Cette source trouve son exutoire probablement au niveau du réseau de barbacanes situé dans le mur de soutènement entre le tunnel des Jacquons et la tête Sud du tunnel de l'Encombrouze (Figure 175 – b).
- Au-dessus de la tête de tunnel Nord de l'Encombrouze, un ouvrage de captage des eaux d'écoulements du côté du piédroit gauche de l'ouvrage (côté amont) permet de récupérer les eaux de la nappe de versant (Figure 175 – c). Le débit mesuré par Fenart, P., 2007 serait de l'ordre de 0,1 l/s.

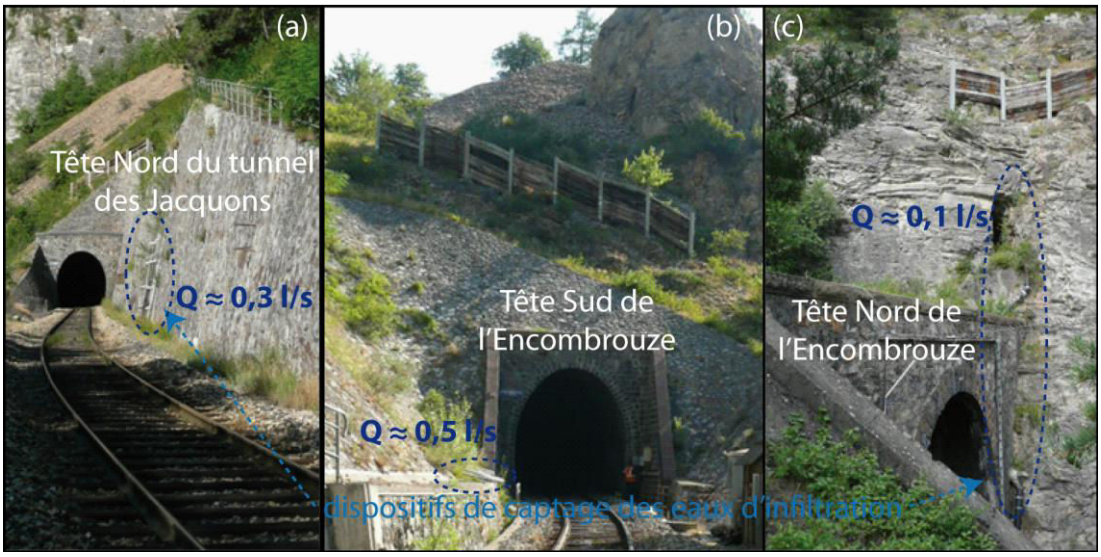



**Figure 175.** Exutoires des eaux d'infiltration au niveau du versant – (a) entre l'Encombrouze et le tunnel des Jacquons – (b) au niveau de la tête Sud de l'Encombrouze – (c) au niveau de la tête Nord de l'Encombrouze.

Au sein de l'ouvrage, certaines sections sont sujettes à des venues d'eau plus ou moins importantes :

- La section entre les PM0 et PM59 présente une très légère humidité au niveau de fissures filiformes. Le débit est très faible au sein de l'encaissant de l'ouvrage.
- Entre les PM59 et PM90 les infiltrations observées au niveau des fissures ouvertes au sein de la structure sont importantes. Les venues d'eau semblent plus importantes du côté amont par rapport au côté aval.
- La section du tunnel comprise entre les PM160 et PM172 présente une intense humidité ayant nécessité la mise en place de bandes drainantes au sein de saignées. Dans le même temps la structure du tunnel ne semble pas avoir atteint l'état de rupture (absence de fissures majeures). Il est probable que l'encaissant du tunnel ou le massif environnant proche soit le siège d'un écoulement important.
- La section sur cintre entre les PM350 et PM430 présente également des écoulements au sein des fractures du côté amont du versant. Cependant le débit est beaucoup plus faible par rapport à celui identifié au sein de la section entre les PM59 et PM90.

### 2) Analyses chimiques des eaux d'infiltration.

L'analyse des eaux d'infiltrations dans la structure du tunnel au niveau de la clé de voûte du PM65 et au niveau du radier au PM75 a permis de montrer une compartimentation des eaux d'écoulement au sein de la nappe de versant.

Les eaux d'infiltration sont peu minéralisées au PM65 et au contraire fortement minéralisées au PM75. En conséquence le temps de transfert des eaux d'infiltration sont différents en fonction de la zone d'infiltration et de l'exutoire dans le tunnel (Chapelard, M., 1978).

### 3) Synthèse hydrogéologique.

#### *a. Caractérisation des différents aquifères.*

L'étude de Fenart, P., (2007) a permis de distinguer les formations suivantes, aquifères ou non :

- *La formation des calcschistes du Malm-Néocomien*

De par sa nature pétrographique ainsi que son degré de fissuration, il est peu probable qu'une nappe siège au sein de cette formation. L'écoulement des eaux d'infiltration s'effectue selon le réseau de fracturation et éventuellement par certains conduits karstiques.

L'infiltration découle des eaux météoriques ainsi que des échanges avec la nappe contenue dans les formations de la couverture quaternaire. Le contact avec les schistes noirs de l'Oxfordien constitue le mur imperméable de cet écoulement non pérenne (Fenart, P., 2007).

- *Les schistes de l'Oxfordien*

La nature imperméable des schistes noirs de l'Oxfordien exclut la présence de nappe au sein de cette formation. Cependant, au niveau des zones altérées, faillées ou fracturées, des écoulements provenant de la couverture quaternaire plus perméable sont drainés vers l'ouvrage (Fenart, P., 2007).

Cette dernière hypothèse pourrait expliquer les venues d'eau identifiées au niveau de la section comprise entre les PM160 et PM172.

- *Les formations superficielles de recouvrement*

Les colluvions, alluvions et éboulis constituant la couverture sédimentaire quaternaire abritent une nappe de versant dont les schistes noirs de l'Oxfordien constituent le mur. Quelques sources et résurgences apparaissent sur le versant, comme celle de « Lou batcha Saerié ». Elles apparaissent à la faveur de la remontée du substratum ou de variations de perméabilité de l'aquifère (Fenart, P., 2007).

L'hétérogénéité spatiale des formations au sein du versant conduit à une grande complexité des écoulements au sein de la couverture de la nappe de versant.
De par leurs processus de dépôt, les alluvions anciennes constituent probablement des niveaux plus perméables et poreux (Fenart, P., 2007). Les résidus morainiques sont en revanche moins perméables du fait de leurs variations de faciès (lentilles perméables et matériaux plus fins) (Fenart, P., 2007). La complexité des écoulements au sein de cette formation permet d'expliquer les grandes différences de chimie des eaux prélevées au PM65 et au PM75 (Fenart, P., 2007).

### *b. Modèle hydrogéologique du site.*

Les écoulements au sein de la nappe de versant se concentrent au sein des dépôts quaternaires. Ces derniers reposent sur le substratum schisteux de l'Oxfordien considéré comme imperméable à grande échelle (Fenart, P., 2007). Cette nappe de versant est principalement alimentée par les eaux d'infiltration d'origine météorique.

Les écoulements au sein de cette unité hétérogène sont tributaires de la pente du versant, de la nature et des propriétés hydrodynamiques des formations traversées.

Le schéma d'écoulement global proposé par Fenart met en évidence plusieurs zones (Fenart P., 2007) :

- *La Zone amont du versant* est constituée d'éboulis et de résidus morainiques avec une pente moyenne. Elle collecte les eaux de pluie ainsi que les résurgences provenant de la crête et les transfère aux alluvions anciennes à l'aval vers la cote 1100 m NGF.
- *La Zone centrale du versant* présente une faible pente ainsi qu'un replat constituant une zone de stockage des eaux d'écoulement. Elle est formée principalement par des alluvions anciennes.
- *La Zone aval du versant* est caractérisée par des chenaux d'érosion remplis par des alluvions et résidus morainiques, lesquels permettent la vidange de la zone de stockage centrale.

## *E. Contexte sismique :*

L'étude sismique au niveau du site d'étude s'est tout d'abord basée sur l'évaluation de l'aléa sismique du faisceau de failles de la Haute-Durance (BRGM, 2009). Les cartes d'aléas de risques sismiques, tirées des bases de données, ont permis de caractériser également le contexte sismique régional.

A l'échelle régionale, le massif géologique est caractérisé par un processus de déformation asismique. Les données géodésiques indiquent une déformation de l'ordre de 1-3 mm/an tandis que les données sismiques quantifient un taux maximal compris entre 0,2 et 0,4 mm/an (BRGM, 2009).

On présente, dans un premier temps, l'aléa sismique au niveau de la zone d'étude puis le contexte sismotectonique du réseau de failles de la Haute-Durance.

### 1) Aléa sismique au niveau de la zone d'étude.

D'après la base de données des risques sismiques (prim.net) le site d'étude est situé dans une zone de sismicité moyenne (zonage sismique de mai 2011). Ce niveau d'intensité sismique est associé à des accélérations comprises entre 1,6 et 3 m/s².

La contribution spécifique du faisceau de failles de la Haute-Durance (FFHD) vis-à-vis de l'aléa sismique doit être notée.

### 2) Zonage sismotectonique du FFHD

#### *a. Données historiques de la sismicité régionale.*

D'importants séismes historiques associés au jeu des failles de la Haute-Durance ont pu être localisés :

- le 27/11/1884, un séisme d'intensité VII (échelle MSK) à l'épicentre a été ressenti à 10 km à l'Est du site d'étude entre Guillestre et Briançon ;
- le 12/07/1904, un séisme d'intensité VII à l'épicentre a été situé à proximité de Briançon ;
- le 19/03/1935, un séisme d'intensité VII à l'épicentre a été localisé à 20 km au SSE du site d'étude entre Guillestre et St Paul-sur-Ubaye ;
- avril 1959, un séisme d'intensité VII – VIII à l'épicentre a été situé à 50 km du site d'étude au niveau de St Paul-sur-Ubaye.

A partir de la base de données Sisfrance, les cartes d'isoséistes ont permis de mettre en évidence des degrés d'intensité compris entre 6 et 7,5 sur l'échelle MSK au voisinage du site d'étude. Ces intensités sont susceptibles d'entraîner des dommages légers à prononcés aux structures des ouvrages de génie civil.

#### *b. Localisation des séismes.*

La compréhension du comportement du FFHD nécessite la localisation des hypocentres ainsi que des mécanismes au foyer des séismes.

Les séismes du FFHD semblent se concentrer à l'Est des principaux accidents, lesquels sont en majorité situés à l'Est du site d'étude (Figure 176).

Les hypocentres des séismes sont situés à des profondeurs comprises entre 5 et 10 km avec un approfondissement notable du Sud vers le Nord. La relocalisation des séismes tirés de la base de données Sismalp a légèrement décalé les épicentres vers le système de failles de la FFHD (BRGM, 2009).

L'analyse du mécanisme au foyer des séismes a permis de caractériser le jeu normal des accidents, orientés N-S à NNW-SSE, responsable des secousses. Cette orientation coïncide avec celle des accidents majeurs du FFHD.

En conclusion, l'influence sismique sur la déstabilisation du versant ainsi que sur les dommages aux ouvrages ne peut être totalement écartée. Lever cette incertitude

nécessiterait la mise en place d'accéléromètres sur le versant et la réalisation de mesures de déformations du versant et du tunnel en continu.

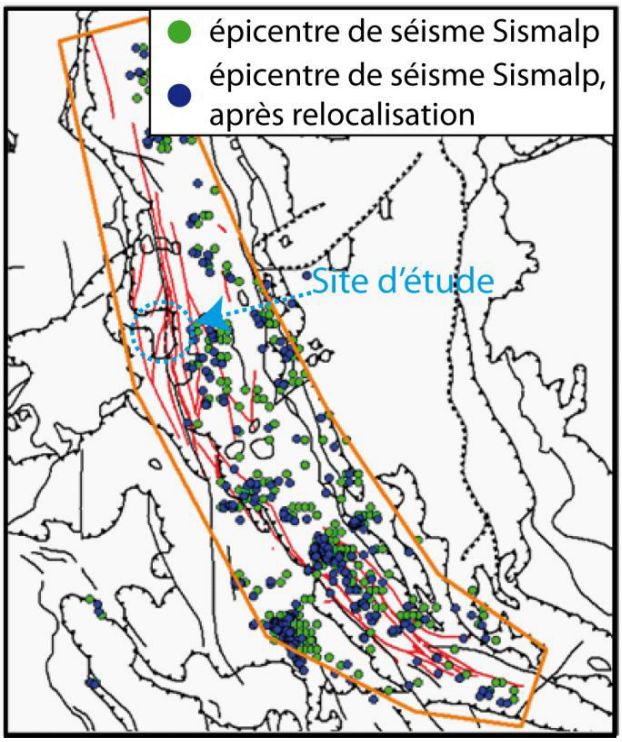



**Figure 176.** Localisation des séismes d'après Sismalp (d'après BRGM, 2009)

### *F. Structure et caractéristiques de l'ouvrage :*

#### 1) Situation de l'ouvrage au sein du versant.

Ce tunnel à voie unique de 447 m de long présente une hauteur de 6,0 m et une largeur aux naissances de 5,0 m à l'intrados. Dans le but de faciliter les explications, cet ouvrage sera abordé par convention dans le sens Veynes-Briançon (du Sud en direction du Nord). Le piédroit droit de l'ouvrage est donc situé du côté aval du versant et le piédroit gauche du côté massif.
La voie présente une rampe de 25 mm/m en direction de Briançon, vers le Nord. Au niveau de la tête Sud du tunnel, la voie est située à une altitude de 1040 m.

La direction de l'ouvrage pseudo-parallèle à celle du versant n'est cependant pas rectiligne. Son tracé est caractérisé par des tronçons avec des courbures différentes (Annexe 1.1 - **Error! Reference source not found.**) :

- Le tunnel, entre la tête Sud et le PM205, rentre dans le versant avec un rayon de courbure de 300 m environ ;
- la portion de l'ouvrage entre les PM205 et PM288 est rectiligne ;
- plus au Nord, le tunnel se rapproche du versant avec une courbure de 300 m de rayon entre les PM288 et PM353 ;
- enfin, entre les PM353 et la tête Nord du tunnel (PM447), le rayon de courbure est de 1000 m.

#### 2) Caractéristiques de l'encaissant du tunnel.

Ce tunnel creusé dans le versant présente une faible couverture comprise entre 13,5 m et 47 m. Il peut donc être affecté par des instabilités de surface (Annexe 1.1 - **Error! Reference source not found.**). La nature lithologique de l'encaissant et l'épaisseur de la couverture de l'ouvrage varient le long de son linéaire.

Les différentes campagnes d'investigation réalisées depuis l'ouvrage ont permis de qualifier la nature de l'encaissant du tunnel. En corrélant ces observations avec l'analyse des profils électriques et le contexte géomorphologique du versant, l'encaissant de l'ouvrage a pu être décomposé en plusieurs tronçons :

- *Entre les PM0 et PM35*, l'ouvrage a été creusé au sein d'un piton de calcschiste du Malm-Néocomien déplacé et glissé sur le versant. Ce dernier est visible depuis la tête Sud du tunnel de l'Encombrouze (Annexe 1.1 - **Error! Reference source not found.**).
- *La portion de l'ouvrage comprise entre les PM35 et PM65* présente un encaissant variant longitudinalement et transversalement entre un piton de calcschiste du Malm-Néocomien (Js-n) et des formations de couverture superficielle remaniées.
- *Entre les PM65 et PM80,* l'encaissant varie également entre des formations de couverture superficielle et le substratum constitué des schistes noirs de l'Oxfordien.
- *Enfin entre les PM80 et PM447,* l'ouvrage s'enfonce progressivement au sein du massif de schistes noirs de l'Oxfordien (Ox).

Le bloc diagramme de Chappelard, M. (1978), a été complètement modifié afin de prendre en compte la réelle structure du versant, avec les pitons de calcschistes glissés et basculés et non pas intégrés à la structure géologique du substratum (Figure 177).

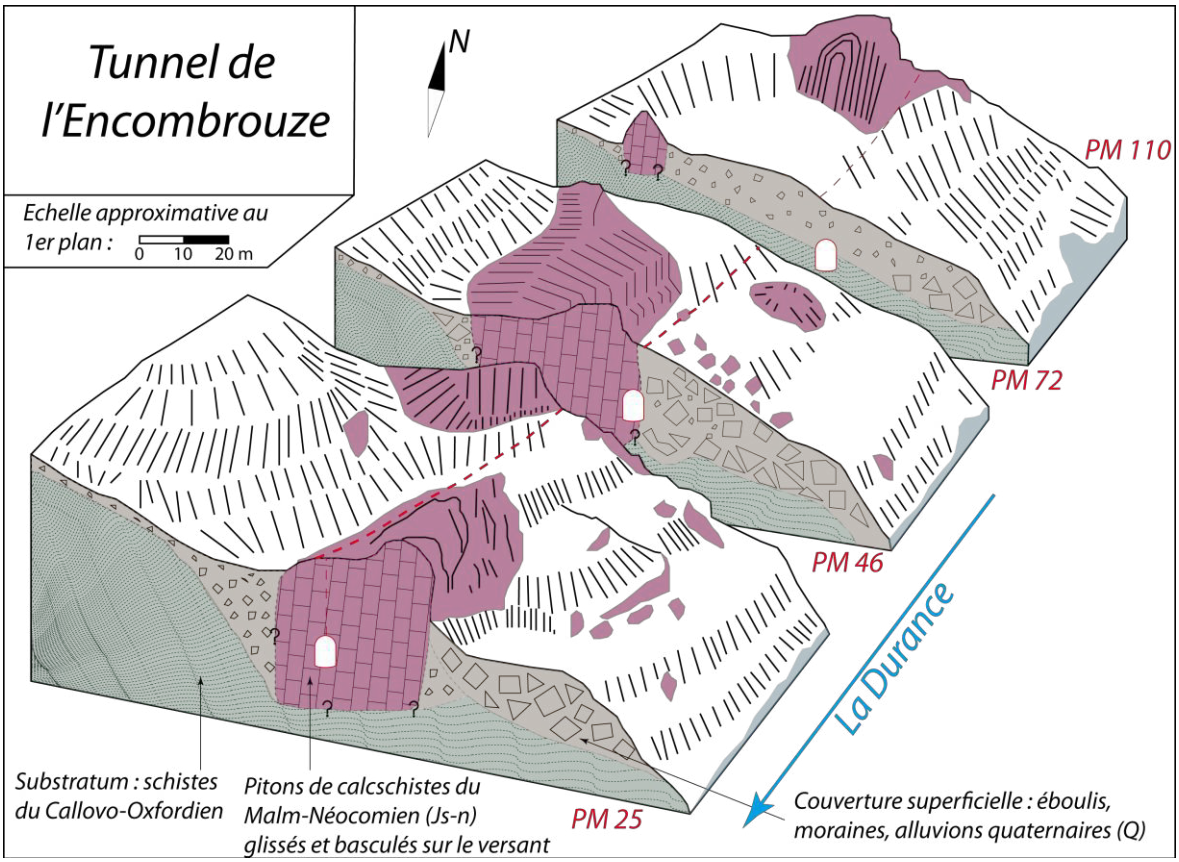



**Figure 177.** Bloc diagramme du versant de l'Encombrouze (d'après Chapelard, M., 1978, complètement modifié).

L'analyse des sondages carottés des campagnes de 1977 et 2002 a permis d'analyser la fracturation de l'encaissant (Tableau 26).

| | | ***Eboulis (Q)*** | ***Calcschistes (Js-n)*** | ***Schistes noirs (Ox)*** |
|---|---|---|---|---|
| Récupération (%) | Moyenne | 61,3 | 92,9 | 94,5 |
| RQD (%) | Moyenne | | 19,7 | 36,5 |
| **Nombre de sondages (campagne de sondage de 1977 et 2002) : 51** | | | | |

**Tableau 26.** Etat de la fracturation de l'encaissant proche du tunnel de l'Encombrouze.

Les échantillons prélevés au sein des pitons de calcschistes du Malm-Néocomien (Js-n) sont fortement à très fortement fracturés (RQD < 50%) (*Rock Quality Designation*). La densité de fracturation au sein des schistes noirs de l'Oxfordien (Ox) est également très forte. Elle reste cependant inférieure en moyenne à celle mesurée au sein des calcschistes (Js-n).

Grâce aux 29 sondages réalisés au sein des schistes noirs (Ox) entre les PM59 et PM424, la variation d'intensité de fracturation de l'encaissant a pu être mise en évidence. Le premier tronçon compris entre les PM59 et PM257 et le dernier tronçon entre les PM395 et PM447 ont respectivement des valeurs de RQD de 33% et 14%. Le second tronçon entre les PM268 et PM384 est légèrement moins fracturé (RQD = 48%). On peut avancer l'hypothèse que l'ouvrage s'enfonce plus profondément au sein des schistes dans ce second tronçon, s'éloignant ainsi des zones décomprimées ou instables.
En comparant la densité de fracturation moyenne de l'encaissant schisteux (Ox) régnant côté massif (RQD = 37%) avec celle côté versant (RQD = 43%), on constate une plus forte fracturation au voisinage du piédroit gauche.

**3) Caractéristiques de la structure de l'ouvrage.**

Cet ouvrage présente une section en fer à cheval avec une structure maçonnée et un radier contre-voûté en béton de chaux. La maçonnerie du tunnel est en grande partie d'origine. Cependant certaines sections présentant des désordres importants ont nécessité des travaux de confortement allant du rejointement des moellons jusqu'au renforcement par des cintres métalliques à l'intrados. Certains tronçons de l'ouvrage fortement endommagés ont même nécessité une reconstruction complète de la maçonnerie (Magnien, P., 2008).

La fiche signalétique décompose la structure de l'ouvrage en 3 tronçons principaux :

- Entre les PM0 et PM85, la structure est constituée d'une maçonnerie de moellons smillés de calcaire dur au niveau de la voûte et des piédroits. Le radier est composé d'un béton de chaux suivi d'un béton B300 entre les PM65 et PM80.
- Entre les PM85 et PM435,7, la structure maçonnée est formée par des moellons ordinaires de calcaire dur en voûte prolongés par des moellons disposés en opus incertum au niveau des piédroits. Le radier est constitué par un béton de chaux jusqu'au PM430,8.
- L'ouvrage a été prolongé en 1927 de 11,5 m côté Briançon. Le tronçon entre le PM435,7 et PM447 est formé par une structure en béton au niveau de la voûte et des piédroits. Il est également caractérisé par une absence de radier depuis le PM430,8.

- ***Epaisseur de la structure :***

L'épaisseur de la maçonnerie semble varier transversalement et également selon l'axe de l'ouvrage. L'analyse des campagnes d'investigation a permis de mettre en évidence une variation d'épaisseur de la maçonnerie comprise entre 0,3 m et 1,48 m. Le Tableau 27 résume l'évolution longitudinale et transversale de l'épaisseur de la maçonnerie.

| | | ***Localisation sur la section transversale*** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Epaisseur moyenne de | Localisation | Voûte (0-1) | Rein G (2G-3G) | Rein D (2D-3D) | Rein (2-3) | Pdt G (4G-7G) | Pdt D (4D-7D) | Pdt (4-7) |
| | ***PM0–PM424*** | **0,70** | **0,86** | **0,87** | **0,87** | **0,84** | **0,95** | **0,90** |
| | *PM0-PM50* | **0,77** | **0,88** | **0,9** | **0,89** | **1,07** | **1,0** | **1,04** |
| | *PM50-PM85* | **0,90** | **1,08** | **1,03** | **1,06** | **0,92** | **1,15** | **1,06** |
| | *PM85-PM424* | **0,65** | **0,75** | **0,76** | **0,76** | **0,73** | **0,82** | **0,76** |

**Nombre de sondages (campagne de sondage de 1967, 1977 et 2002): 139**
Rein D : rein droit ; Rein G : rein gauche
Pdt D : piédroit droit (côté versant) ; Pdt G : piédroit gauche (côté massif)

**Tableau 27.** Evolution de l'épaisseur de la structure maçonnée de l'Encombrouze.

Des vides ou des restes de boisage au niveau du nu de l'excavation à l'extrados de la structure se présentent parfois en clé de voûte du tunnel.

Tout d'abord le tronçon de la structure compris entre les PM430 et PM447 est écarté des statistiques car il présente la particularité d'être anormalement épais. Cette surépaisseur découle de la jonction du tunnel avec un ouvrage en surface canalisant les écoulements.

L'épaisseur de la structure augmente légèrement depuis la clé de voûte vers la base de la structure. Le découpage de l'ouvrage en 3 tronçons : du PM0 au PM50, du PM50 et PM85 et du PM85 au PM447 a été réalisé car la portion de l'ouvrage comprise entre le PM50 et le PM85 est sujette à des dommages très importants.

Ce tronçon compris entre les PM50 et PM85 est caractérisé par une épaisseur de la maçonnerie plus importante comparée au reste de l'ouvrage, quelle que soit la situation sur le profil transversal. L'évolution par rapport à l'épaisseur moyenne est maximale au niveau du rein gauche et du piédroit droit.
Entre les PM85 et PM424, l'encaissant de l'ouvrage correspond aux schistes noirs de l'Oxfordien. L'épaisseur de la maçonnerie y est plus faible comparée à l'épaisseur moyenne.

Le Tableau 28 synthétise l'évolution longitudinale et transversale de la fracturation de la maçonnerie donné par les RQD au niveau des sondages.

Avant toute analyse des RQD mesurés dans la maçonnerie, il est important de souligner l'incertitude relative à cette étude. Lorsque la direction des sondages carottés est oblique par rapport à celle des moellons alors le sondage est susceptible de recouper plusieurs moellons. Dans ce cas la valeur du RQD mesuré n'est pas représentative de l'état de fracturation transversal de la structure.

| | | ***Localisation sur la section transversale*** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RQD moyen de la | Localisation | Voûte (0-1) | Rein G (2G-3G) | Rein D (2D-3D) | Rein (2-3) | Pdt G (4G-7G) | Pdt D (4D-7D) | Pdt (4-7) |
| | ***PM0–PM424*** | **59** | **73** | **70** | **72** | **75** | **67** | **71** |
| | *PM0-PM50* | **54** | **71** | **58** | **65** | **55** | **80** | **65** |
| | *PM50-PM85* | **68** | **55** | **67** | **61** | **82** | **43** | **53** |
| | *PM85-PM424* | **54** | **83** | **75** | **80** | **81** | **77** | **79** |

**Nombre de sondages avec RQD (campagne de 1977 et 2002): 51**
Rein D : rein droit ; Rein G : rein gauche
Pdt D : piédroit droit (côté versant) ; Pdt G : piédroit gauche (côté massif)

**Tableau 28.** Evolution du RQD (%) de la structure maçonnée de l'Encombrouze.

L'analyse du RQD permet de prendre en considération la fracturation du massif ou de la maçonnerie au niveau des passes de carottage. Les campagnes de reconnaissance de 1967 et 1980 n'ont pas fait l'objet d'un relevé du RQD. En conséquence seule les 49 sondages carottés de 2002 donnent une information sur la fracturation de la structure.

Suivant la nomenclature de l'AFTES, la maçonnerie possède une densité de fracturation moyenne à très faible (>74% des carottes). Cependant cette densité de fracturation varie le long de l'ouvrage.
Le tronçon de l'ouvrage compris entre les PM50 et PM85 est caractérisé par une fracturation de la maçonnerie plus prononcée, excepté au niveau de la voûte. L'analyse des RQD de la maçonnerie au niveau de ce tronçon permet de constater une fracturation poussée au niveau du rein gauche et du piédroit droit. La portion de la structure la moins fracturée est située entre les PM85 et PM424.

En conclusion, la maçonnerie comprise entre les PM50 et PM85, siège de nombreux désordres, présente une épaisseur plus importante et également une fracturation plus prononcée.

- ***Analyse mécanique de l'encaissant et de la structure :***

La maçonnerie et l'encaissant ont fait l'objet d'essais de traction et de compression simple avec ou sans mesure du module d'élasticité.

Le Tableau 29 résume les résultats des essais réalisés.

| | | Maçonnerie | Eboulis (Q) | Calcschistes (Js-n) | Schistes noirs (Ox) |
|---|---|---|---|---|---|
| Poids volumique γ (kN/m$^3$) | humide | 28,8 | (26,5) | - | 27,5 |
| | sec | 25 | (26,4) | - | 25,8 |
| Rc (MPa) | Moyenne | 54,2 | (94) | 8,3 | 17,4 |
| Rt (MPa) | Moyenne | 5,0 | (3,2) | 2,2 | 0,5 |
| E (MPa) | Moyenne | 14048 | - | 2315 | 818 |

(X) : valeurs représentative d'une fraction de l'ensemble à caractériser

**Tableau 29.** Résultats des essais de laboratoire de 1977 et 2002.

Il est important de préciser que les essais réalisés sur les éboulis (Q) ne sont représentatifs que de la fraction récupérée par le carottage (en moyenne 61%).

Le module de déformation mesuré au sein des calcschistes (Js-n) est supérieur à celui des schistes noirs (Ox). Cette observation est en accord avec le comportement plus fragile de la formation du Malm-Néocomien et le comportement plus ductile de l'Oxfordien.

Le contact de la structure avec l'encaissant est franc dans la majorité des sondages. Il arrive cependant que des vides de 0,04 m à 0,40 m soient présents. Ils sont généralement plus développés au niveau de la calotte et en rein gauche.

Les campagnes de mesures de contraintes au vérin plat dans la maçonnerie, réalisées en 1978 et 2006, ont permis d'apprécier la sollicitation de la structure maçonnée. Les contraintes orthoradiales ($\sigma_\theta$) sont maximales en clé de voûte et diminuent fortement au niveau des reins. Cela correspond à une contrainte principale majeure ($\sigma_1$) parallèle à la pente du versant et transversale à l'orientation de l'ouvrage (Coyne et Bellier, 1978).
La comparaison des contraintes enregistrées entre le 1$^{er}$ tronçon compris entre les PM65 et PM76 et le 2$^{nd}$ entre les PM410 et PM425 semble montrer un état de contrainte plus fort régnant dans le 2$^{nd}$ tronçon. Cette différence peut être expliquée par l'état de fissuration plus important du 1$^{er}$ tronçon ayant permis une libération des contraintes. De plus, l'analyse des modules de déformations de la maçonnerie met en évidence un module moyen plus important au niveau du second tronçon (Coyne et Bellier, 1978). Autrement dit la structure est plus déformable au niveau du 1$^{er}$ tronçon.

Bien que les mesures concernent des sections différentes, entre les PM44 et PM79, il semble que les sollicitations mécaniques sur l'ouvrage aient diminué entre 1978 et 2006 (Figure 178).

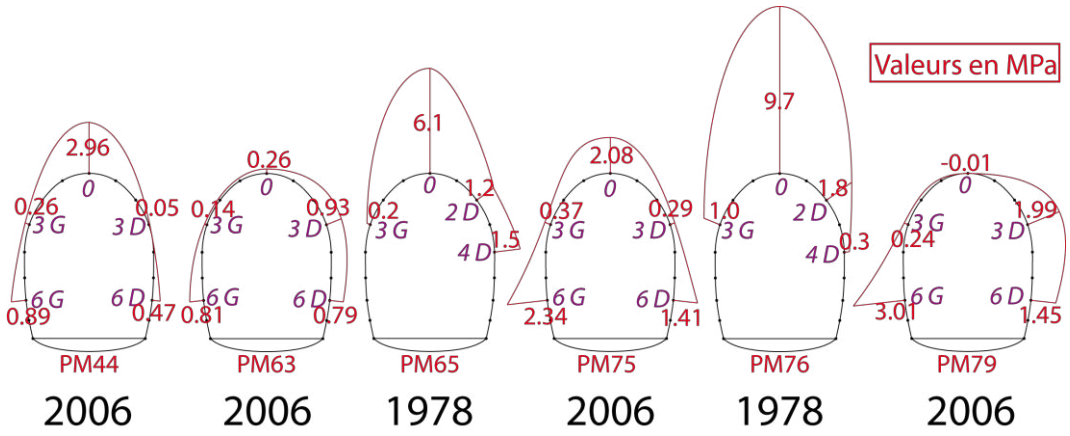



**Figure 178.** Evolution des niveaux de contraintes orthoradiale mesurés ($\sigma_\theta$) dans la structure pour le tronçon compris entre les PM44 et PM79.

## G. *Pathologies de la structure :*

L'ouvrage est le siège de désordres récurrents depuis sa construction. Cependant l'importance et la vitesse d'évolution de ces pathologies varient le long de l'ouvrage.
Les désordres anciens datent de l'année de la construction de l'ouvrage, avec un éboulement d'une masse rocheuse de plus de 500 $m^3$ au voisinage du PM75. La même année, des fissures sont apparues dans le mur de soutènement de la tranchée entre le tunnel de l'Encombrouze et le tunnel des Jacquons et au niveau de l'ouvrage jusqu'au PM80. En 1896, l'anneau de la maçonnerie compris entre les PM65 et PM75 a dû être reconstruit.

A l'heure actuelle, la structure de l'ouvrage est légèrement affectée sur une grande partie de son linéaire par des fissures longitudinales. Bien que ce type de pathologie soit caractéristique de la situation de l'ouvrage par rapport à l'orientation du versant, l'intensité de ces fissures ne constitue pas un critère remettant en cause la pérennité de l'ouvrage.

La portion de l'ouvrage comprise entre les PM50 et PM90 correspond au tronçon de l'ouvrage le plus affecté par des dommages importants et récurrents. Cette portion de la structure est affectée par une ovalisation de sa section transversale associée à des fissures transversales (Magnien, P., 2008). Ces pathologies peuvent survenir lorsque l'ouvrage est affecté par un mouvement de versant variant longitudinalement en intensité.
Le report sur un même schéma des principales fissures avec les variations de la nature de l'encaissant le long de ce tronçon du tunnel permet une mise en rapport des pathologies avec la nature de l'encaissant (Figure 179).

Malgré les travaux de reconstruction du tronçon compris entre les PM65 et PM80 en 1970-1971, l'apparition de nouvelles avaries a nécessité la mise en place de cintres métalliques en 1977. Les fouilles réalisées en 2008 au niveau de la base des piédroits entre les PM65 et PM75 ont permis de mettre en évidence la continuité des fissures transversales au sein du radier. Le mouvement local du versant a donc conduit à un découpage de l'ouvrage en tronçons selon son linéaire.

L'interception de l'ouvrage par la formation de couverture (Q) semble légèrement oblique par rapport à l'axe de l'ouvrage. Dans le sens Veynes-Briançon, cette formation constitue l'encaissant tout d'abord du piédroit droit pour finir au niveau du piédroit gauche. L'encaissant formé par les calcschistes au niveau de la tête Sud passe progressivement à la formation de couverture puis au substratum constitué par les schistes noirs de l'Oxfordien.

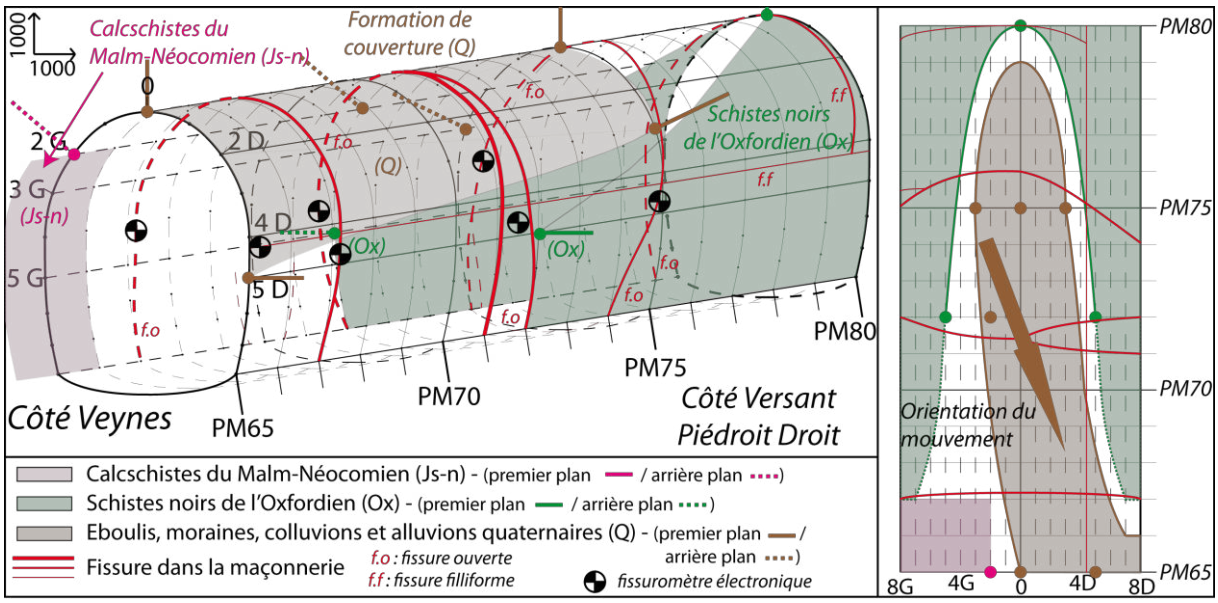



**Figure 179.** Tronçon de l'ouvrage (PM65 à PM80) présentant les principales fissures et l'évolution de l'encaissant reconnu en sondage.

Les fissuromètres ont permis de mettre en évidence une évolution cyclique de l'ouverture et de la fermeture des principales fissures suivies. Cependant le suivi depuis 2006 a également permis de mettre en évidence une légère dérive des cycles avec une tendance à l'ouverture des fissures.

Le Tableau 30 synthétise l'ouverture des fissures en 2002 et 2007 ainsi que l'évolution depuis la mise en place des fissuromètres électroniques en 2006. Il est possible de remarquer l'évolution plus lente de la dérive des fissures depuis 2003. Le système de fissures majeures au niveau du PM72 est particulièrement affecté par cette faible évolution.

| | ***PM65*** | | ***PM72*** | | ***PM76*** | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Rein gauche | Rein droit | Rein gauche | Rein droit | Rein gauche | Rein droit |
| En 2002 | 5,0 | 5,0 | 35 | 35 | 6 | 6 |
| En 2007 | 5,0 | 5,0 | 45 | 45 | 18 | 12 |
| Amplitude d'ouverture (cycles) | 1,28 | 1,62 | 1,33 | 0,17 | 1,15 | 1,01 |
| Evolution depuis 2006 | +0,8 | +1,2 | +0,8 | +0,06 | +1 | +0,8 |

**Tableau 30.** Evolution de l'ouverture (mm) des principales fissures du tronçon entre les PM65 et PM80.

En se basant sur l'hypothèse d'une évolution débutant après la mise en place des cintres en 1977 et d'une cinétique d'évolution constante, alors l'ouverture maximale constatée (≈ 50mm au PM72) serait associée à une vitesse d'ouverture de l'ordre de 1,35 mm/an (Magnien, P., 2008). Cependant la cinétique de l'ouverture des fissures indique un mouvement cyclique par à-coups et semble diminuer depuis 2003. Ceci doit résulter des faibles précipitations enregistrées sur le secteur d'étude. Il est probable que le retour à une pluviométrie plus importante s'accompagnera d'une accélération des mouvements, d'une remise en charge de la structure et d'une cinétique d'évolution plus rapide.

Les mesures de convergences des cordes transversales et longitudinales, réalisées entre 2005 et 2012 entre les PM60 et PM110 ont permis de constater les tendances suivantes :

- une évolution saisonnière associée à un comportement des sections transversales en extension entre Novembre et Mai et en raccourcissement entre Mai et Novembre.
- les déplacements cumulés indiquent une extension transversale au niveau du PM67 et du PM73 avec respectivement +1,8mm et +1,1mm. En revanche la section au PM87, interceptant uniquement les schistes noirs de l'Oxfordien, est affectée par une convergence des parois (-1,4mm).
- une extension longitudinale côté massif et côté versant. Cette extension est très légèrement supérieure du côté du versant.

Durant la période humide (Novembre-Mai), le rechargement de la nappe de versant provoque une extension des sections transversales tandis que durant la période sèche (Mai-Novembre) elles sont sujettes à des raccourcissements.

## *H. Conclusions :*

La rétro-analyse des différents contextes de l'ouvrage a permis de caractériser les structures, les formations géologiques et l'évolution morphologique ayant conduit au versant actuel. La succession des différentes phases tectoniques, du façonnement glaciaire et de la déstabilisation post-glaciaire du versant sont essentielles pour la compréhension de l'état actuel du versant et pour analyser correctement les dommages de l'ouvrage.

L'analyse révisée de l'histoire du versant de la Vignette a donc conduit à proposer un mouvement de versant par masses et paquets glissés. Cette déstabilisation s'est produite au cours de l'Holocène et est toujours faiblement active. Elle découle du découpage du massif par le FFHD, associé à l'érosion de la base du versant par la Durance qui continue de

régulariser son profil d'équilibre dans ce secteur. Cette érosion est toujours en cours aujourd'hui et entretient le phénomène d'instabilité générale du versant. De plus, la décompression post-glaciaire du versant doit également jouer encore un rôle, notamment au sein du cœur de l'anticlinal de nappe constitué de schistes noirs de l'Oxfordien. Cette formation est potentiellement sujette au fluage.

Il faut ajouter à l'instabilité globale du versant, par masses et paquets glissés, des instabilités locales et superficielles au sein des formations superficielles. La corrélation entre l'évolution de l'encaissant et les pathologies affectant l'ouvrage semble intéressante dans l'analyse de l'ouvrage. Il semble que les variations d'encaissants au droit de l'ouvrage soient responsables des importants dommages de l'ouvrage. L'état d'instabilité des différentes formations encaissantes de l'ouvrage est plus ou moins important. Elles sont sujettes à une cinétique de mouvement variant rapidement spatialement au sein du massif.

Cette rétro-analyse d'étude de cas est intéressante du fait de la complexité géométrique du versant, des formations le composant et de son histoire morphologique. Le versant est le siège d'instabilités multiples à différentes échelles, avec des cinétiques distinctes et évolutives dans le temps. Le mouvement de versant ne peut donc résulter uniquement d'un seul facteur de déclenchement.

Les facteurs contrôlant les mécanismes d'instabilité peuvent être distingués en 2 catégories : ceux à l'échelle du versant et ceux superficiels et de plus petite échelle au sein du versant. Les mécanismes à l'échelle globale du versant pouvant toujours influencer la stabilité du versant correspondent au jeu des accidents occidentaux du FFHD, la décompression post-glaciaire du versant et le fluage des différentes formations.

A l'échelle locale et superficielle du versant, les instabilités de plus faibles ampleurs sont sous l'influence de plusieurs processus :

- la nature intrinsèque des différentes formations, notamment les formations de pente et la pente plus ou moins marquée du versant conditionnent la stabilité générale du versant. Au niveau du tronçon de l'ouvrage sujet aux variations spatiales d'encaissant, la cinétique du mouvement et par voie de conséquence le degré d'interaction de l'ouvrage avec l'encaissant varient fortement.
- les intenses précipitations saisonnières provoquent la variation du niveau de la nappe de versant qui a pour conséquence d'accélérer la cinétique des mouvements au sein des formations de forte conductivité hydraulique. Les formations de couverture présentent généralement des propriétés hydrogéologiques plus favorables à des variations rapides de la nappe.

Après avoir présenté les différents moteurs des instabilités de versant, diverses études numériques préliminaires ont été réalisées afin de mettre en évidence certains processus d'interaction et d'en tirer des enseignements.

### *4.3.2. Tunnel de l'Encombrouze – Simulations numériques.*

#### *A. <u>Modèles et études numériques réalisés :</u>*

Les simulations numériques 2D du versant de la Vignette, orientées NW-SE, interceptent l'ouvrage au niveau du PM75 et PM 110 (Annexe 1.1 - **Error! Reference source not found.**). Ces sections ont été choisies car elles correspondent à deux contextes lithologiques différents de l'encaissant. Les pathologies affectant l'ouvrage ne sont pas les mêmes pour ces deux profils.

La coupe transversale à l'ouvrage au PM 75 permet l'analyse de l'interaction entre l'instabilité du versant et l'ouvrage, cette section étant affectée par des dommages importants. Au niveau de ce profil, le tunnel est situé en partie au sein du massif de

l'Oxfordien pour la demi-section inférieure et il intercepte en partie supérieure les formations de couverture superficielle (Figure 180).
La pente du versant varie entre des valeurs de 20° à 32°. On peut remarquer que la partie aval de cette pente présente une déclivité plus importante par rapport à l'amont. Cette pente aval peut favoriser le développement d'instabilité au niveau de la base du versant.

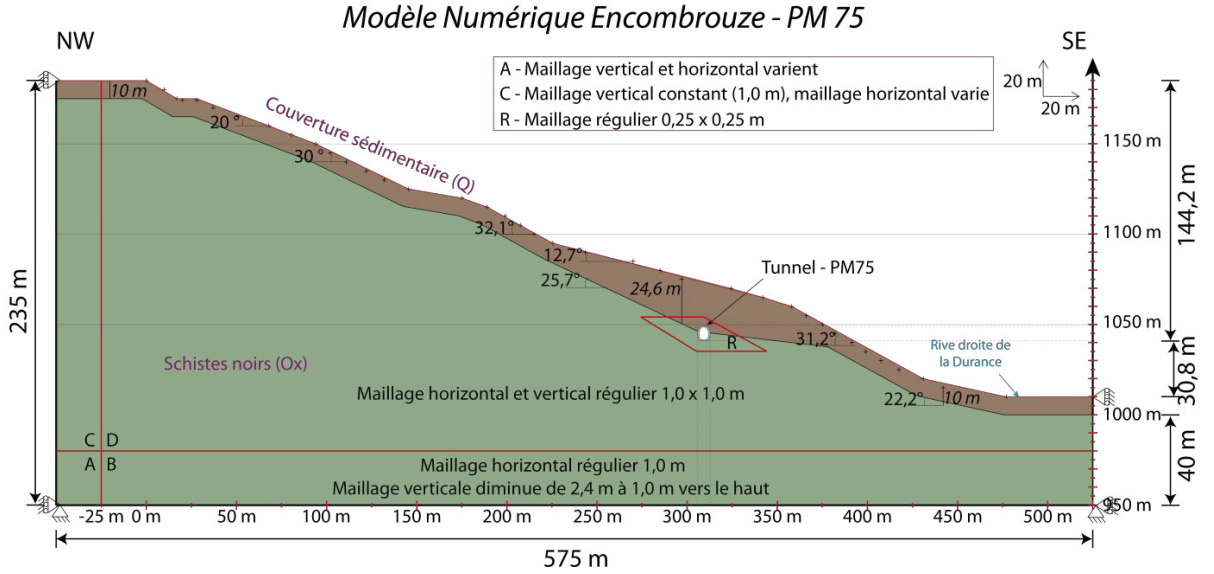



**Figure 180.** Modèle numérique du tunnel de l'Encombrouze – PM75.

Le profil interceptant l'ouvrage au niveau du PM110 est relatif à une portion de l'ouvrage subissant des pathologies moins importantes. L'ouvrage est situé à l'aval d'un piton de calcschistes au sein du massif de l'Oxfordien (Figure 181).

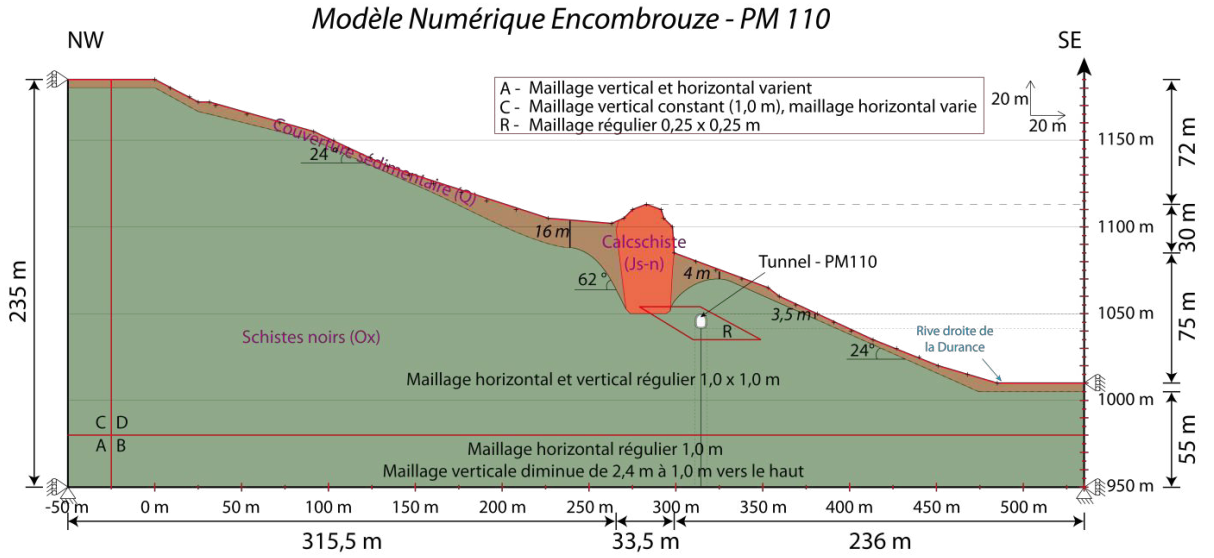



**Figure 181.** Modèle numérique du tunnel de l'Encombrouze - PM110.

La pente de 24° du versant est relativement constante sauf au niveau des abords du piton de calcschistes.

- *Caractéristiques générales des deux modèles :*

Les caractéristiques des modèles sont présentées ci-dessous :

- Les dimensions du modèle et la morphologie des deux profils du versant sont précisées en Figure 180 & Figure 181.

- La hauteur du versant est fixée pour les deux modèles à 175 mètres. En revanche la pente varie entre 20° à 32° et environ 24° respectivement pour le modèle interceptant l'ouvrage au PM75 et celui interceptant l'ouvrage au PM110.
- Ce modèle comporte :
  - une zone D proche du versant, avec un maillage carré homogène 1x1m². Au sein de cette zone, une zone « raffinée » (R) est construite autour du tunnel, avec un maillage dans un premier temps de 0,25x0,25m².
  - des zones A, B, et C dont les dimensions du maillage sont fonction de la distance au versant.

Différentes phases d'études numériques ont été menées :

1) La première étude (n°1) est une étude paramétrique, relative aux caractéristiques mécaniques des différentes formations. Trois jeux de paramètres ont été considérés.
2) Pour le profil interceptant l'ouvrage au PM75, jugé plus critique pour la stabilité du versant et les déplacements de l'ouvrage, une seconde étude (n°2) portant sur l'influence du coefficient $K_0=\sigma_H / \sigma_V$ a été réalisée.
3) Enfin, pour le profil interceptant l'ouvrage au PM75, une troisième étude (n°3) portant sur l'influence de la prise en compte du phénomène de fluage au sein du massif de schistes a été réalisée, considérant deux situations : faible viscosité pour le cas 1 et forte viscosité pour le cas 2.

Ces deux phases d'études constituent des études préliminaires en l'absence de récentes données de reconnaissance.

- *Les différentes étapes numériques :*

1. La mise en place des contraintes dans l'ensemble du modèle est réalisée en attribuant aux différentes formations un comportement élastique correspondant aux caractéristiques mécaniques choisies (Tableau 31). Du fait du maillage non-uniforme, cette solution permet un retour à l'équilibre rapidement accompagné d'un état de contrainte conforme aux prévisions, sans l'apparition de déformations de cisaillement ou de points plastiques.
   Dans le cas particulier de l'étude numérique n°1, les paramètres géotechniques des différentes formations correspondent à 3 jeux de paramètres (minimum, référence et maximum). Les caractéristiques mécaniques retenues sont résumées ci-dessous (Tableau 31).

| | modèle | jeu de paramètres | $\gamma$ (kN/m$^3$) | E (MPa) | K (MPa) | G (MPa) | C (kPa) | $\varphi$ (°) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Versant / Couverture quaternaire (Q) | Elasto-plastique avec critère de Mohr-Coulomb | *Minimum* | 19 | 26 | 21,7 | 10,0 | 20 | 24 |
| | | *Référence* | 20 | 50 | 41,7 | 19,2 | 30 | 27 |
| | | *Maximum* | 21 | 75 | 62,5 | 28,8 | 40 | 30 |
| Calcschistes (Js – n) | | *Minimum* | 25 | 2000 | 1666,7 | 769,2 | 1800 | 36 |
| | | *Référence* | 26 | 2500 | 2083,3 | 961,5 | 2300 | 39 |
| | | *Maximum* | 27 | 3000 | 2500,0 | 1153,8 | 2300 | 41 |
| Schistes noirs (Ox) | | *Minimum* | 25 | 600 | 500,0 | 230,8 | 900 | 61 |
| | | *Référence* | 26 | 800 | 666,7 | 307,6 | 1000 | 62 |
| | | *Maximum* | 27 | 1000 | 833,3 | 384,6 | 1400 | 69 |

**Tableau 31.** Propriétés mécaniques des formations retenues pour les études numériques.

2. Dans une seconde étape, le modèle de comportement de Mohr-Coulomb est implanté pour les différentes formations rencontrées dans le cadre des études numériques n°1 et n°3 - cas 2. L'état de contrainte théorique de l'étude numérique n°1 correspond bien aux résultats attendus (demi-espace à déformation latérale empêchée) :

$$\sigma_{yy} = \rho \times g \times z = 26 \times 235 = -6{,}11\ 10^3\ \text{kPa}$$

$\sigma_{xx} = K_0 \times \sigma_{yy} = -6{,}11\ 10^3 \times 0{,}4286 = -2{,}6187\ 10^3$ kPa
$\sigma_{zz} = K_0 \times \sigma_{yy} = -5{,}886\ 10^3 \times 0{,}4286 = -2{,}6187\ 10^3$ kPa

Le coefficient $K_0$ permettant de relier la contrainte principale horizontale initiale à la contrainte verticale est défini par la formule $K_0 = \nu / (1-\nu)$, dans notre cas $K_0 \approx 0{,}43$.

Lors des études numériques n°2 et n°3 – cas 2, plusieurs autres valeurs du coefficient $K_0$ ont été choisies. Pour l'étude n°2, la valeur du coefficient $K_0$ varie entre 0,43, 1,0 et 1,5. Pour l'étude n°3, $K_0$ prend comme valeur 0,43 et 1,5.

En ce qui concerne l'étude numérique n°3, le modèle de comportement de Burger (CVISC) est implanté pour la formation des schistes noirs de l'Oxfordien (Ox), avant l'excavation du versant dans le cas 1. Le modèle de Mohr-Coulomb est quant à lui implanté pour la formation de couverture sédimentaire (Q).
Les paramètres régissant la viscosité du massif de schistes dans le cas 1 conduisent à un faible fluage. Une amplitude du fluage plus forte est obtenue dans le cas 2, à partir de la fin de l'excavation du versant (étape 3). (La phase d'excavation du versant est réalisée dans le cas 2 avec le modèle de Mohr-Coulomb implanté pour la formation des schistes noirs (Ox)).

Les caractéristiques mécaniques complémentaires du modèle de Burger ont été résumées dans le Tableau 32.

| Schistes noirs de l'Oxfordien | Module de cisaillement de Kelvin – $G^k$ (MPa) | Coefficient de viscosité de Kelvin – $\eta^k$ (Pa.s) | Coefficient de viscosité de Maxwell – $\eta^m$ (Pa.s) |
|---|---|---|---|
| Cas 1 | 307,6 | 3E17 | 1,6E20 |
| Cas 2 | 307,6 | 3E12 | 1,6E17 |

**Tableau 32.** Propriétés mécaniques spécifiques du modèle de Burger pour la formation des schistes noirs de l'Oxfordien.

3. L'excavation du versant est ensuite réalisée de manière progressive, en 3 phases successives. Cette excavation progressive du versant permet d'éviter les effets transitoires induits par une excavation instantanée de la totalité du versant.

   Dans le cas 1 de l'étude numérique n°3, le versant est excavé en 3 phases successives instantanées et sur une période totale de 1500 ans.

4. Le creusement de l'ouvrage dans le versant est simulé par une excavation instantanée accompagnée d'une relaxation progressive des contraintes existantes en paroi. Le processus de relaxation est explicité au niveau de la partie traitant des particularités du modèle numérique (A) pour l'étude du déconfinement (Chapitre 3.1.2.). La section excavée est en forme de « fer à cheval » avec une ouverture de 7 m aux naissances et 8 m de haut. En supposant une épaisseur de la maçonnerie constante de 1 mètre d'épaisseur, on retrouve les dimensions de la géométrie de l'ouvrage.

   Dans le cas des études numériques n°1 et n°2, le taux de déconfinement avant la mise en place de la structure est fixé à $\lambda = 70\%$. Cette procédure permet la simulation de l'effet du creusement de l'ouvrage.

   Dans le cas de l'étude numérique n°3, du fait de la correspondance du temps de calcul avec un temps physique pour ces simulations numériques prenant en compte le comportement différé, la vitesse d'excavation a été fixée arbitrairement à 5 m/jour.
   La relaxation totale des contraintes en paroi est atteinte au bout de douze jours. Cependant la structure de l'ouvrage est mise en place lorsque le déconfinement ($\lambda$) atteint la valeur de 70%.

5. La structure du tunnel est mise en place une fois le taux de déconfinement de 70% atteint. Elle consiste tout d'abord en un soutènement (boisage) suivi de la mise en place d'une structure maçonnée. Le soutènement est simulé grâce à des éléments poutres dont les caractéristiques sont présentées ci-dessous (Tableau 33).

| *Propriétés* | *Structure* | *Modèle* | *Module d'Young (MPa)* | *Coefficient de Poisson* | *Moment d'inertie ($m^4$)* | *Aire ($m^2$)* | *Epaisseur (m)* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tunnel | Bois | Elastique | 181 | 0,2 | $6,67x10^{-4}$ | 0,20 | 0,20 |
| | Maçonnerie | | 14000 | 0,2 | $8,33x10^{-2}$ | 1,0 | 1,0 |

**Tableau 33.** Propriétés mécaniques des structures boisages et des maçonneries de l'ouvrage.

La charge admissible de l'ouvrage est estimée à partir des résultats des essais mécaniques réalisés dans la structure de l'ouvrage (Tableau 29). Pour ces études paramétriques, les résistances à la compression ($R_c$=54,2MPa) et à la traction ($R_t$=5,0MPa) des éléments « poutres » constitutifs de la structure de l'ouvrage sont considérées.

## *B. Résultats des différentes études :*

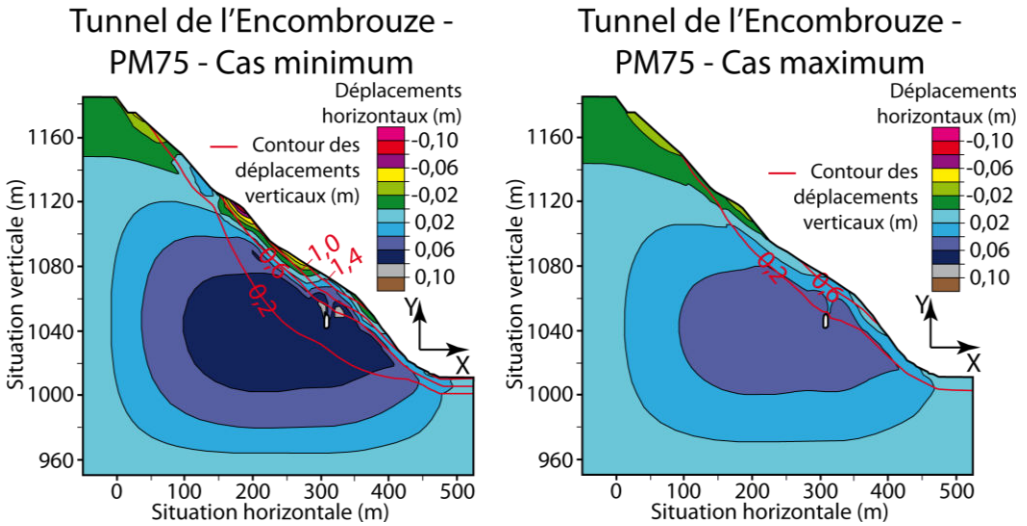
### 1) Influence de la variation du jeu de paramètres géotechniques.

- *Impact du creusement de l'ouvrage sur la stabilité du versant.*

L'observation des déplacements et des déformations de cisaillement au sein du massif, pour les deux modèles numériques, a constitué la première étape dans l'analyse de l'influence du jeu de paramètres sélectionné. Elle a permis de montrer qu'une réduction de la valeur des paramètres, correspondant au passage du jeu maximum au jeu minimum, s'accompagne d'une augmentation des déplacements et déformations au sein du massif. La Figure 182 illustre l'évolution des déplacements horizontaux et verticaux au sein du massif lorsque le jeu de paramètres varie entre le cas minimum et le cas maximum.

Les déplacements au sein du massif obtenus pour le modèle numérique interceptant l'ouvrage au PM75 ont été comparés à ceux obtenus pour le modèle numérique interceptant l'ouvrage au PM110 (Figure 182). Les déplacements verticaux sont notamment plus importants au niveau du PM75.

De même, les déformations de cisaillement et points plastiques sont plus développés au niveau du PM75. Il est donc possible de supposer que l'ouvrage est soumis à une amplitude de mouvement plus important au niveau du PM75, notamment du fait qu'il intercepte la couverture sédimentaire.



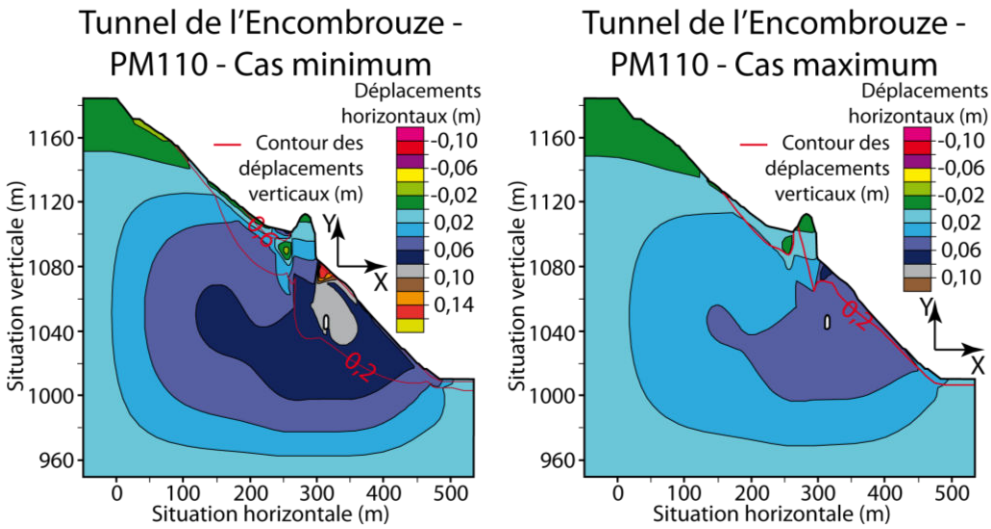



**Figure 182.** Déplacements horizontaux et contours (couches d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant pour le modèle numérique interceptant l'ouvrage au PM75 (haut) et au PM110 (bas) – Influence du jeu de paramètres : cas minimum (à gauche), cas maximum (à droite) (distorsion v/h=2,4).

- *Influence de l'interaction tunnel / versant instable au niveau des ouvrages.*

L'analyse de l'influence du jeu de paramètres sur l'interaction entre l'ouvrage et l'instabilité du versant est tout d'abord prise en compte en termes de convergence avant la pose du revêtement. Le déplacement et les efforts de la structure complètent ensuite cette étude.

➢ *Déplacements en paroi avant la pose de la structure (convergence) :*

La représentation radiale des valeurs des convergences en paroi avant la pose de la structure est utilisée en prenant comme repère autour de la section transversale l'angle θ précédemment utilisé dans l'étude de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) ainsi que dans l'étude paramétrique réalisée (Figure 47 & Figure 59).

La Figure 183 illustre les valeurs des convergences obtenues pour les différents jeux de paramètres et pour les deux modèles numériques.

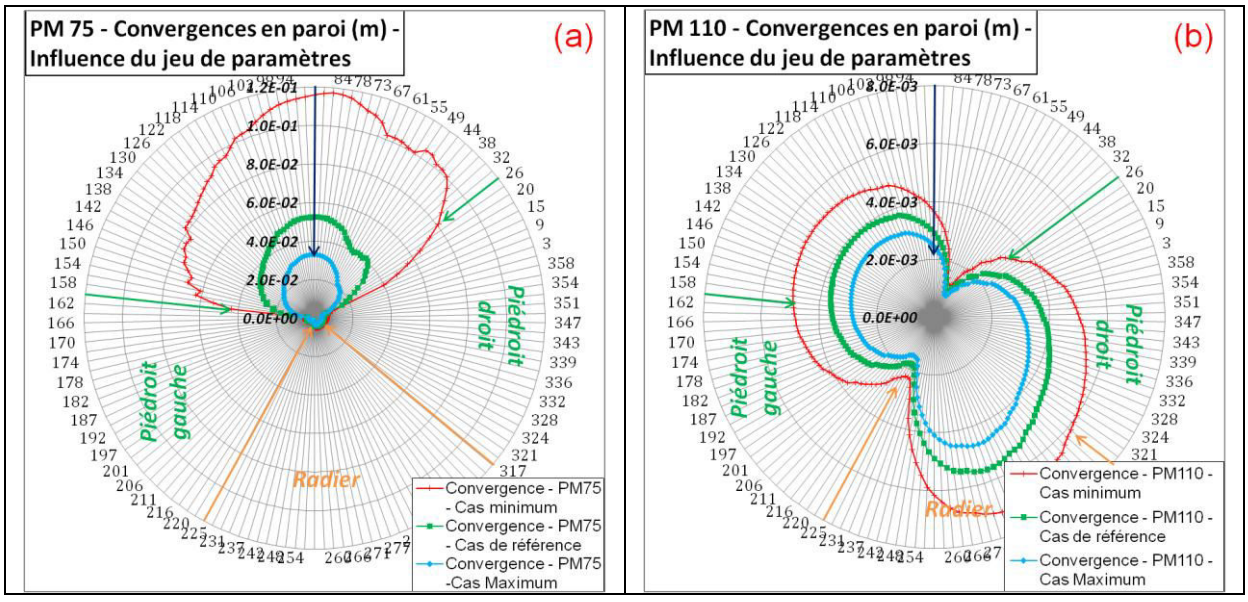



**Figure 183.** Représentations radiales des valeurs de convergences en paroi de la section excavée pour le PM75 (a) et le PM110 (b) – Influence du jeu de paramètres. (Nota : la flèche bleu correspond à la clé de voûte, les flèches oranges représentant la limite du radier et les deux flèches vertes indiquent la naissance de la voûte. La représentation radiale est conventionnelle, la position des flèches permet de bien situer l'ouvrage).

Dans le cas où l'ouvrage intercepte la couverture de surface au PM75, les valeurs des convergences sont fortement hétérogènes autour de l'ouvrage. Elles sont particulièrement importantes au niveau de la demi-section supérieure dont l'encaissant correspond aux formations de couverture (Figure 183 – a).
Au niveau du profil interceptant l'ouvrage au PM110, les valeurs des convergences sont plus importantes au niveau du piédroit et du radier du côté du versant et également au niveau de la voûte du côté du massif. Ces observations sont conformes avec celles obtenues dans le Chapitre 3 – Approches géomécaniques (Figure 92).

La couverture sédimentaire interceptant l'ouvrage au niveau du PM75 provoque une plus forte convergence en paroi au niveau de la voûte par rapport au PM110. En conséquence les déplacements du terrain encaissant et la relaxation des contraintes sont plus conséquentes au niveau du PM75.

- *Déplacements de la structure de revêtement de l'ouvrage :*

Les déplacements autour du profil de la structure de revêtement sont également représentés en utilisant le repère radial précédemment exposé.

La Figure 184 illustre les valeurs des déplacements du revêtement obtenues pour les différents jeux de paramètres et pour les deux modèles numériques.

La comparaison des résultats des déplacements de la structure entre les deux profils (PM75 & PM110) montre :

- des déplacements plus importants de l'ouvrage au niveau du PM75 pour les différents jeux de paramètres utilisés ;
- une influence du choix du jeu de paramètres utilisé sur les déplacements de la structure, également plus importants au niveau du PM75.

L'ouvrage au PM75 est donc soumis à des déplacements de la structure plus conséquents par rapport à la section au PM110.

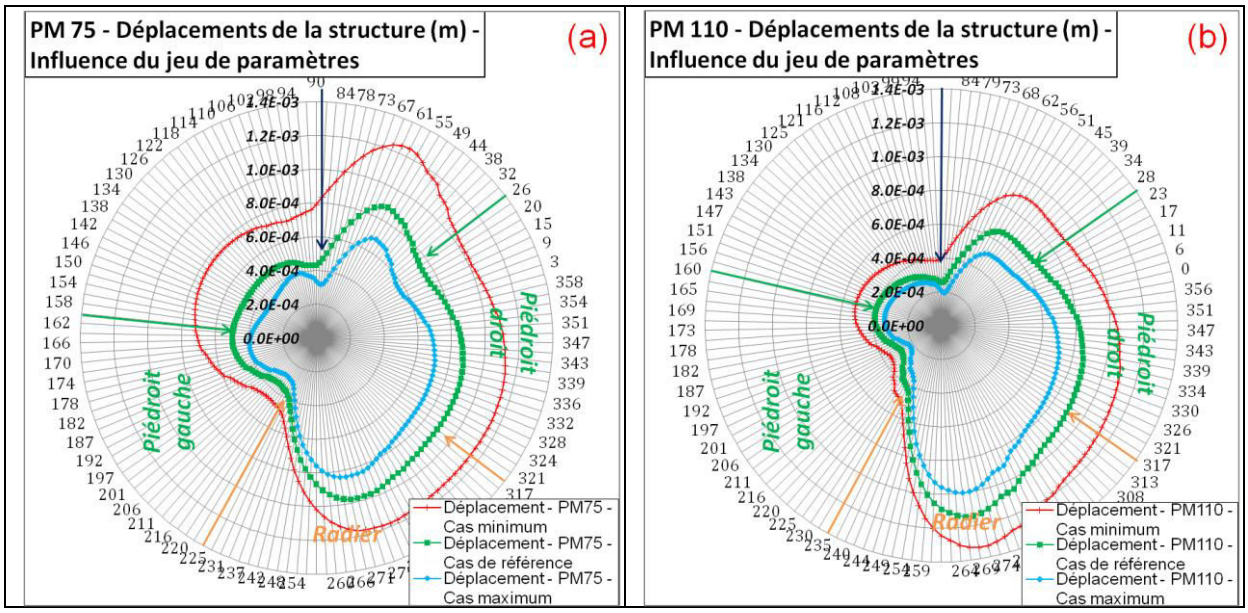



**Figure 184.** Déplacements de la structure au niveau du profil transversal de la structure pour le PM75 (a) et le PM110 (b) – Influence du jeu de paramètres. (voir Figure 183 pour la signification des flèches).

- *Efforts dans les éléments de la structure de revêtement :*

La Figure 185 illustre les représentations radiales des efforts internes dans la structure de l'ouvrage pour les deux sections de l'ouvrage au PM75 et au PM110.

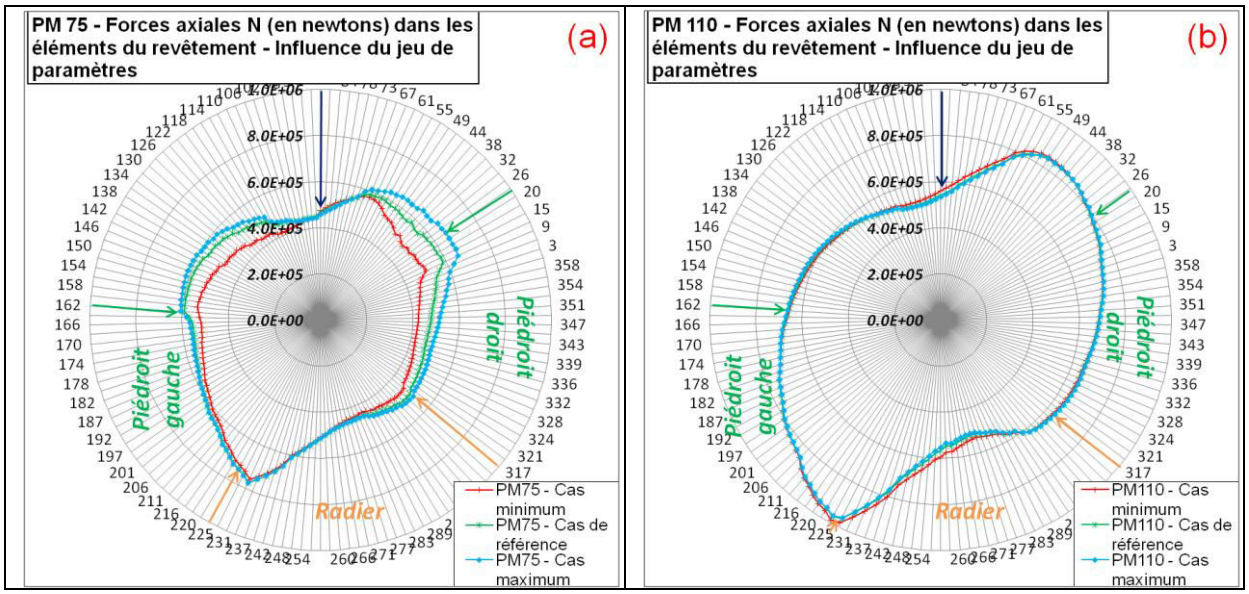



**Figure 185.** Représentation radiale des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement pour le PM75 (a) et le PM110 (b) – Influence du jeu de paramètres. (voir Figure 183 pour la signification des flèches).

Les valeurs des forces axiales dans les éléments du revêtement sont plus importantes au niveau du PM110 pour les différents jeux de paramètres.
Il est également possible de remarquer que la variation des paramètres géotechniques influence de façon plus importante l'évolution des efforts dans les éléments de la structure au niveau du PM75 qu'au niveau du PM110.

- *Analyse des efforts – capacité de chargement de la structure.*

L'application de la méthode de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) avec les efforts enregistrés autour de la section transversale est illustrée à la Figure 186 pour le profil PM75 et à la Figure 187 pour le PM110.

On rappelle que les critères de rupture illustrés correspondent à une résistance à la compression de ($\sigma_c$=54,2MPa) et une résistance à la traction de ($\sigma_t$=-5,0MPa). Ces valeurs découlent des résultats des essais de laboratoire réalisés sur les éléments de la structure.

L'analyse des efforts dans les éléments de la structure permet de remarquer la faible influence de la variation du jeu de paramètres par rapport à la charge admissible par la structure. Au niveau des deux sections de l'ouvrage, les efforts enregistrés sont plus proches d'une rupture en traction.

Le choix du jeu de paramètres minimum par rapport au jeu maximum conduit à une légère réduction des forces axiales (N) dans les éléments et une augmentation des moments fléchissants (M) et des forces de cisaillement (Q).

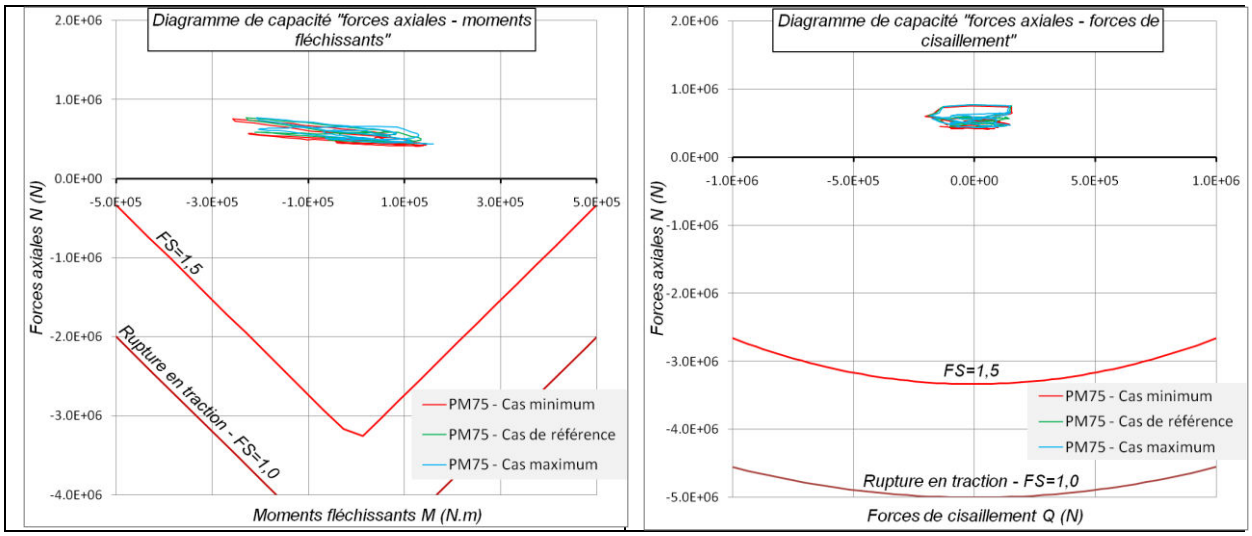



**Figure 186.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence du jeu de paramètres au niveau du PM75.

En comparant la Figure 186 pour le profil PM75 et la Figure 187 pour le PM110 on retrouve des valeurs des efforts légèrement plus faibles dans les éléments du revêtement au niveau du PM75.

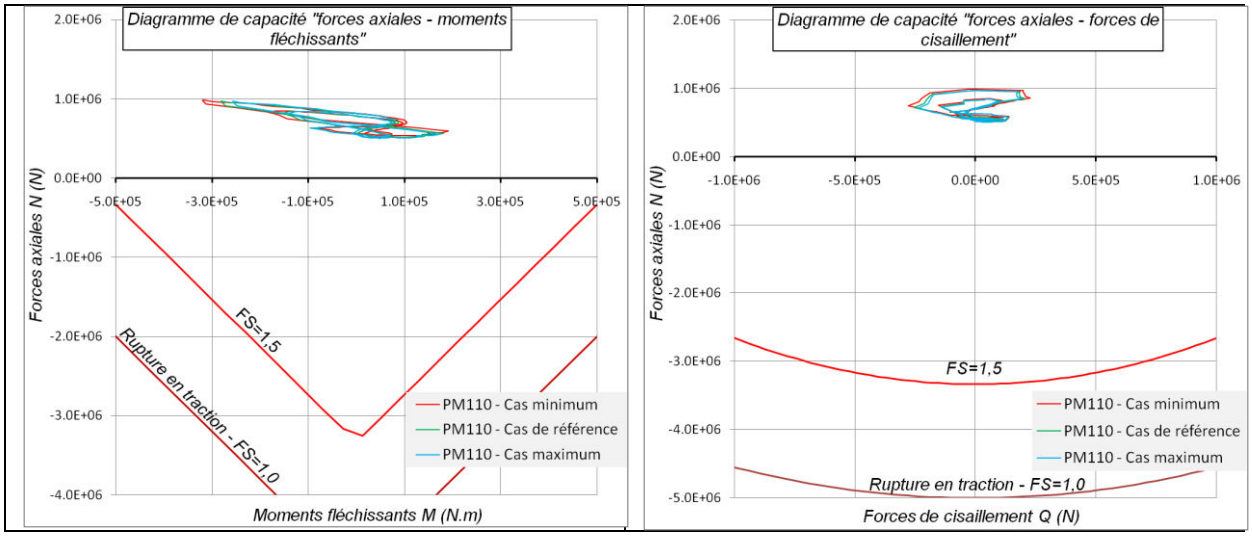



**Figure 187.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence du jeu de paramètres au niveau du PM110.

En conclusion, l'ouvrage au PM75 semble être sujet à des déplacements plus importants au sein de l'encaissant par rapport à la section au PM110. La construction de l'ouvrage au PM75 a entraîné une convergence plus importante au niveau de la demi-section supérieure. Les efforts enregistrés au niveau du PM75 sont en conséquence inférieurs à ceux affectant l'ouvrage au PM110. Enfin les déplacements de la structure de revêtement de l'ouvrage dans le versant sont plus importants au PM75.

On peut donc imaginer que l'ouvrage au PM75 est plus influencé par les variations de paramètres géotechniques et leurs probables évolutions dans le temps qu'au niveau du PM110. Les déplacements de la structure conduisent à penser que la portion du tunnel au PM75 est plus critique face à une instabilité gravitaire relative au versant.

La seconde phase d'étude numérique, portant sur l'influence de la valeur du coefficient $K_0$ est considérée au niveau du profil interceptant l'ouvrage au PM75.

## 2) Influence de la variation de la valeur du coefficient $K_0$.

- *Impact du creusement de l'ouvrage sur la stabilité du versant.*

L'observation des déplacements et des déformations de cisaillement au sein du massif pour le modèle numérique représentant l'ouvrage au PM75 a constitué la première étape dans l'analyse de l'influence de la valeur du coefficient $K_0$. Elle a permis de montrer qu'une augmentation de la valeur du coefficient $K_0$, associée à la prise en compte de contraintes tectoniques, s'accompagne d'une augmentation très importante des déplacements et des déformations au sein du massif.

La Figure 188 illustre l'évolution des déplacements horizontaux et verticaux au sein du massif lorsque la valeur de ce coefficient varie entre $K_0$=0,43 (à gauche) et $K_0$=1,5 (à droite).

L'analyse des déplacements au sein du massif permet de remarquer pour les différentes valeurs du coefficient $K_0$ que les déplacements verticaux sont supérieurs aux déplacements horizontaux. Ils correspondent à un déplacement du versant qui augmente au voisinage de la base du versant.

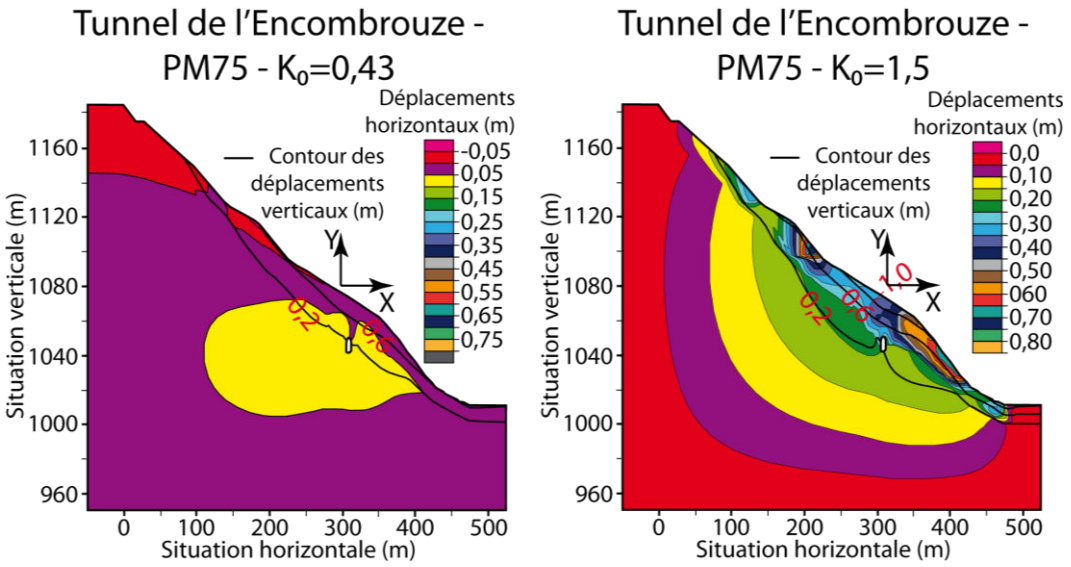



**Figure 188.** Déplacements horizontaux et contours (couches d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant pour le modèle numérique interceptant l'ouvrage au PM75 – Influence de la valeur du coefficient $K_0$ : $K_0$=0,43 (à gauche) ; $K_0$=1,5 (à droite) (distorsion v/h=2,4).

- *Influence de l'interaction tunnel / versant instable au niveau des ouvrages.*

L'analyse de l'influence de la valeur du coefficient $K_0$ sur l'interaction entre l'ouvrage et l'instabilité du versant est tout d'abord prise en compte en termes de convergence avant la pose du revêtement. Le déplacement et les efforts dans les éléments de la structure complètent ensuite cette étude.

➢ *Déplacements en paroi avant la pose de la structure (convergence) :*

La Figure 189 illustre les valeurs des convergences obtenues pour les différentes valeurs de $K_0$.

Pour la section de l'ouvrage au PM75 les valeurs des convergences sont fortement hétérogènes autour de l'ouvrage. Cette hétérogénéité s'accentue lorsque la valeur du coefficient $K_0$ augmente. Les valeurs sont particulièrement importantes au niveau de la demi-section supérieure et plus particulièrement au niveau de la voûte côté versant.

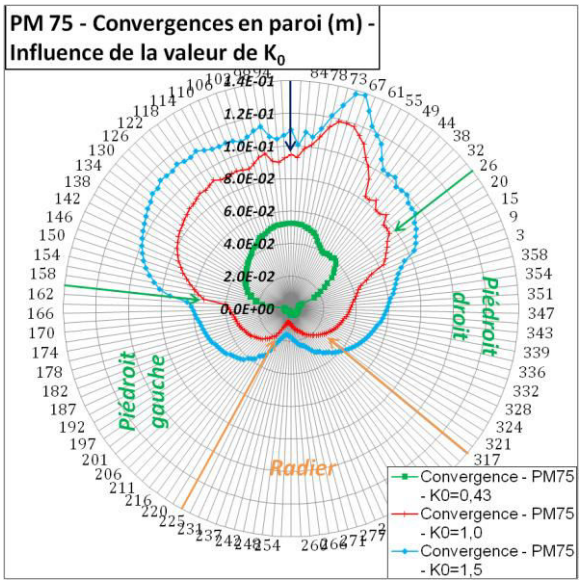



**Figure 189.** Représentation radiale des valeurs de convergences en paroi de la section excavée pour le PM75 – Influence de la valeur du coefficient $K_0$.

➢ *Déplacements de la structure de revêtement de l'ouvrage dans le versant :*

La Figure 190 illustre les valeurs des déplacements du revêtement obtenues pour les différentes valeurs prises par le coefficient $K_0$.

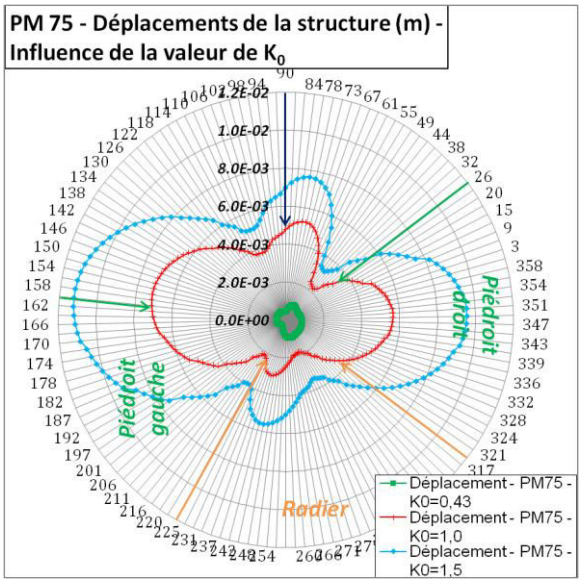



**Figure 190.** Déplacements de la structure au niveau du profil transversal de la structure pour le PM75 – Influence de la valeur du coefficient $K_0$.

Pour la section de l'ouvrage au PM75, les déplacements de la structure de l'ouvrage augmentent fortement lorsque la valeur du coefficient $K_0$ augmente. Cette augmentation est plus importante au niveau des piédroits de la section. Cette observation semble logique vu que l'augmentation de la valeur du coefficient $K_0$ entraîne une augmentation de la contrainte horizontale ($\sigma_H$) pour une même situation au voisinage de l'ouvrage.

Une forte valeur de $K_0$ est donc préjudiciable pour l'ouvrage car elle accentue les déplacements de la structure dans le versant.

➢ *Efforts dans les éléments de la structure de revêtement :*

La Figure 191 illustre la représentation radiale des efforts internes dans la structure de l'ouvrage au niveau de la section au PM75. Les valeurs des forces axiales dans les éléments du revêtement sont plus importantes lorsque la valeur de $K_0$ augmente.

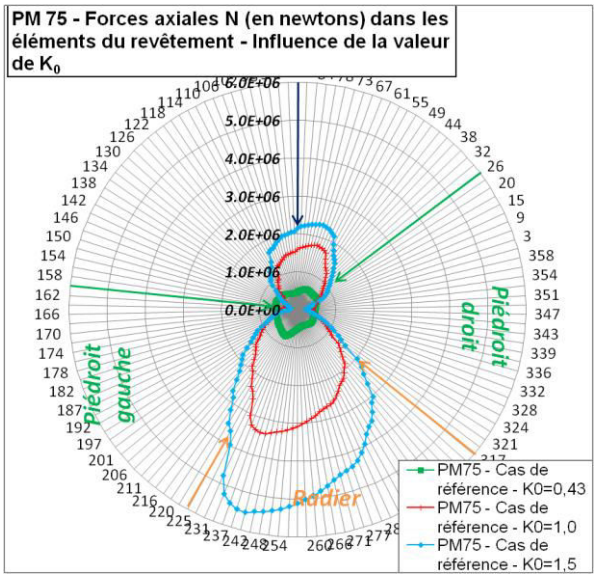



**Figure 191.** Représentation radiale des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement pour le PM75 – Influence de la valeur du coefficient $K_0$.

- *Analyse des efforts – capacité de chargement de la structure.*

L'application de la méthode de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) avec les efforts enregistrés autour de la section transversale du PM75 est illustrée à la Figure 192.

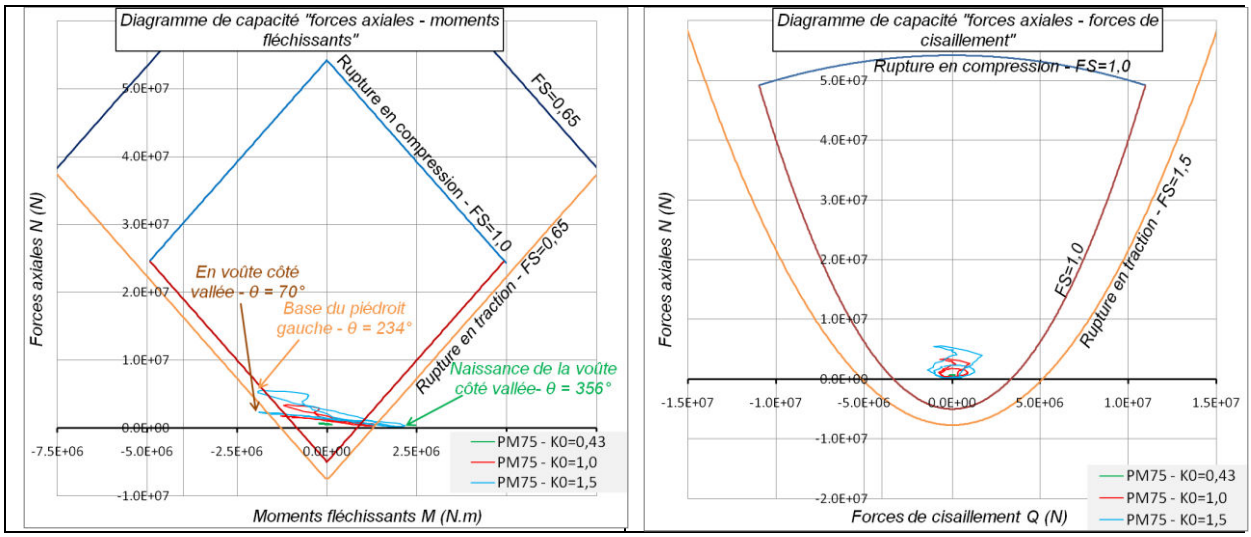



**Figure 192.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » (a) et du diagramme de capacité « forces axiales – forces de cisaillement » (b) – Influence de la valeur du coefficient $K_0$.

On rappelle que les critères de rupture illustrés correspondent à une résistance à la compression de ($\sigma_c$=54,2MPa) et une résistance à la traction de ($\sigma_t$=-5,0MPa). Ces valeurs découlent des résultats des essais de laboratoire réalisés sur les éléments de la structure.

L'analyse des efforts dans les éléments de la structure permet de remarquer la forte influence de la valeur du coefficient $K_0$ sur les efforts enregistrés par rapport à la charge admissible par la structure. Au niveau de cette section de l'ouvrage, les efforts enregistrés dépassent les efforts admissibles (FS=1).

La structure est sujette à une rupture en traction :

- pour $\theta$=70°, cette situation autour de l'ouvrage est localisée en voûte (côté versant) ;
- pour $\theta$=234°, elle correspond à la base du piédroit (côté massif) ;
- pour $\theta$=356°, elle correspond à la naissance de la voûte (côté massif).

En conclusion, la prise en compte d'un état de contrainte d'origine tectonique, associé à un coefficient $K_0$ supérieur à 1,0, semble importante à prendre en compte.
Une valeur de 1,5 du coefficient $K_0$ semble permettre des déplacements au sein du massif de l'ordre du mètre à plurimétrique. De plus les convergences pluri-millimétriques relevées sont du même ordre de grandeur que les déplacements de la structure de revêtement constatés lorsque $K_0$=1,5. Avec cette valeur de $K_0$, les efforts enregistrés dans les éléments de la structure dépassent ceux admissibles. L'analyse de l'historique de l'ouvrage au niveau de cette section a effectivement montré des pathologies correspondant à de la fissuration longitudinale au niveau de cette section.

La troisième phase d'étude numérique, portant sur l'influence de la prise en compte de la viscosité au sein des schistes noirs de l'Oxfordien (Ox) et sur l'influence de la valeur du coefficient $K_0$ concerne à nouveau le profil interceptant l'ouvrage au PM75.

**3) Influence de la prise en compte de la viscosité au sein du massif.**

La réalisation d'une étude prenant en compte la viscosité au sein du massif permet d'analyser l'évolution temporelle de nombreux paramètres. Les mesures des déplacements au sein du massif, de l'évolution de la convergence de la structure et des variations des efforts internes permettent normalement une calibration du modèle numérique. En l'absence de données d'évolution des déplacements, les résultats constituent des estimations.

- *Impact du creusement de l'ouvrage sur la stabilité du versant.*

La prise en compte de la viscosité au sein du massif, en l'absence de contraintes tectoniques ($K_0$=0,43), est tout d'abord considéré pour deux jeux de paramètres de viscosité (voir Tableau 32). Ensuite, pour ces deux jeux de paramètres, l'influence du coefficient $K_0$ sera exposée. Les déplacements illustrés représentent les déplacements actuels cumulés au sein du massif, c'est à dire 130 ans après la pose de la structure.

Prise en compte d'une viscosité variable – PM75 – $K_0$=0,43 :

La Figure 193 illustre l'évolution des déplacements horizontaux et verticaux au sein du massif pour les deux jeux de paramètres : cas1 (à gauche) et cas 2 (à droite).

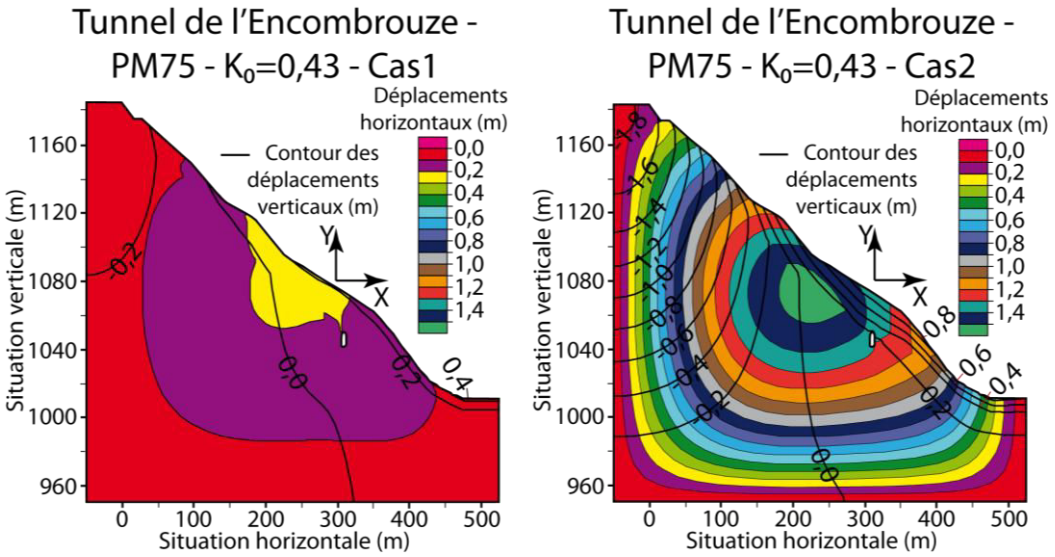



**Figure 193.** Déplacements horizontaux et contours (couches d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant pour le modèle numérique interceptant l'ouvrage au PM75 après 130ans – $K_0$=0,43 – Influence de la valeur des paramètres de viscosité du modèle cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite) (voir Tableau 32) (distorsion v/h=2,4).

Les résultats illustrent des déplacements au sein du massif, dirigés vers la surface du versant au voisinage du tunnel pour les deux cas d'étude. Ils caractérisent donc un mouvement lent de décompression du versant. La comparaison de l'amplitude des

déplacements au sein du massif pour les deux jeux de paramètres met en lumière la forte incidence du paramètre de viscosité sur les déplacements (Tableau 32).

L'analyse des déplacements au sein du massif à la fin des principales phases numériques (fin de l'excavation du versant / fin de la relaxation avant la pose de la structure / évolution jusqu'à 130 ans de la structure) à été réalisée. Les amplitudes au voisinage du tunnel sont de l'ordre, à la fin de l'excavation du versant, de (0,1 < d < 0,2 m) pour le cas 1 et (0,2 < d < 0,3 m) pour le cas 2. L'amplitude des déplacements varie peu durant la phase de creusement (moins de 10 cm).

Prise en compte de la viscosité et d'un état de contrainte d'origine tectonique – PM75 – $K_0$=1,5 :

La Figure 194 illustre l'évolution des déplacements horizontaux et verticaux au sein du massif pour les deux jeux de paramètres et en considérant un coefficient $K_0$=1,5. Le cas 1 (à gauche) est comparé avec le cas 2 (à droite). L'intervalle des déplacements de la Figure 194, fixé à 0,3 m, est supérieur à celui de la Figure 193. Il permet une représentation plus claire des déplacements au sein du versant.

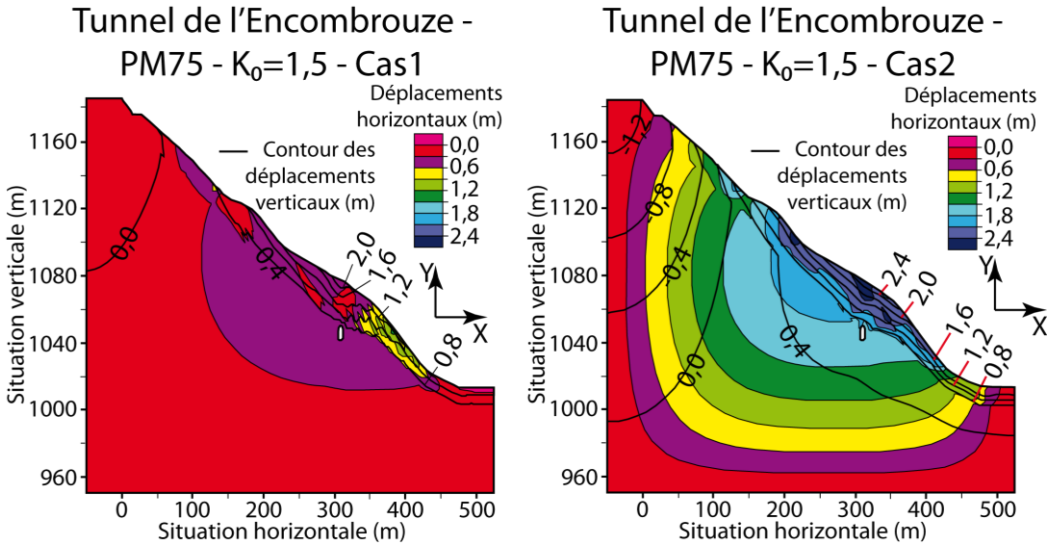



**Figure 194.** Déplacements horizontaux et contours (couches d'iso-valeurs) des déplacements verticaux au sein du versant pour le modèle numérique interceptant l'ouvrage au PM75 après 130ans – $K_0$=1,5 – Influence de la valeur des paramètres de viscosité du modèle cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite) (distorsion v/h=2,4).

Les résultats illustrent, comme pour la Figure 193, des déplacements au sein du massif dirigés vers la surface du versant au voisinage du tunnel, pour les deux cas d'étude. Cependant l'amplitude des déplacements au sein du massif augmente d'une part quand le coefficient $K_0$ augmente et également lorsque la viscosité du massif augmente.

- *Influence de l'interaction tunnel / versant instable au niveau des ouvrages.*

L'analyse de l'influence de la viscosité ainsi que de la valeur du coefficient $K_0$ sur l'interaction entre l'ouvrage et l'instabilité du versant est tout d'abord prise en compte en termes de convergence avant la pose du revêtement. Le déplacement et les efforts dans les éléments de la structure complètent ensuite cette étude.

➢ *Déplacements en paroi avant la pose de la structure (convergence) :*

Prise en compte d'une viscosité variable – PM75 – $K_0$=0,43 :

La Figure 195 illustre les valeurs des convergences obtenues en considérant un coefficient $K_0$ de 0,43 et les deux jeux de paramètres de viscosité.

Pour la section de l'ouvrage au PM75 les valeurs des convergences sont fortement hétérogènes autour de l'ouvrage. Ces valeurs et leurs hétérogénéités s'accentuent lorsque

les valeurs des paramètres régissant la viscosité diminuent (cas 2). Les valeurs sont particulièrement importantes en voûte. Cependant au niveau du rein droit (côté vallée), pour θ ≈ 55°, on peut observer une forte diminution de la convergence en paroi dans le cas 2.

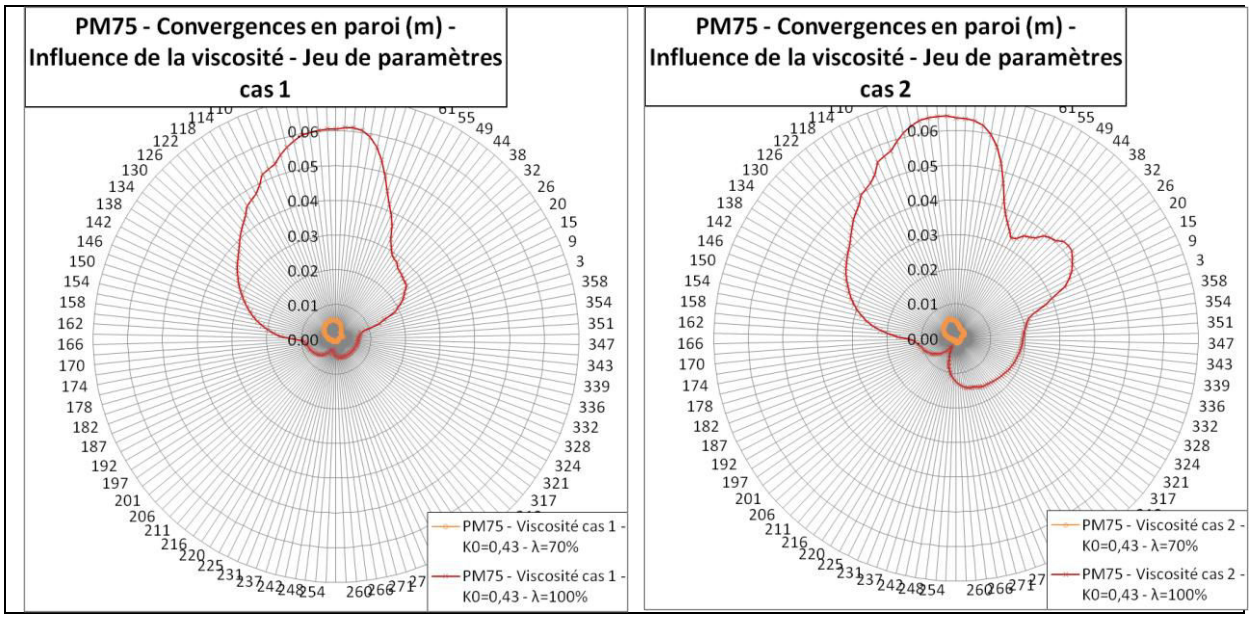



**Figure 195.** Représentations radiales des valeurs de convergences en paroi de la section excavée pour le PM75 – $K_0$=0,43 – Influence de la valeur des paramètres de viscosité du modèle cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite) (voir Tableau 32).

<u>Prise en compte de la viscosité et d'un état de contrainte d'origine tectonique – PM75 – $K_0$=1,5 :</u>

L'augmentation de la valeur du coefficient $K_0$ et l'augmentation de la viscosité entraînent un accroissement hétérogène des convergences en paroi (Figure 196).

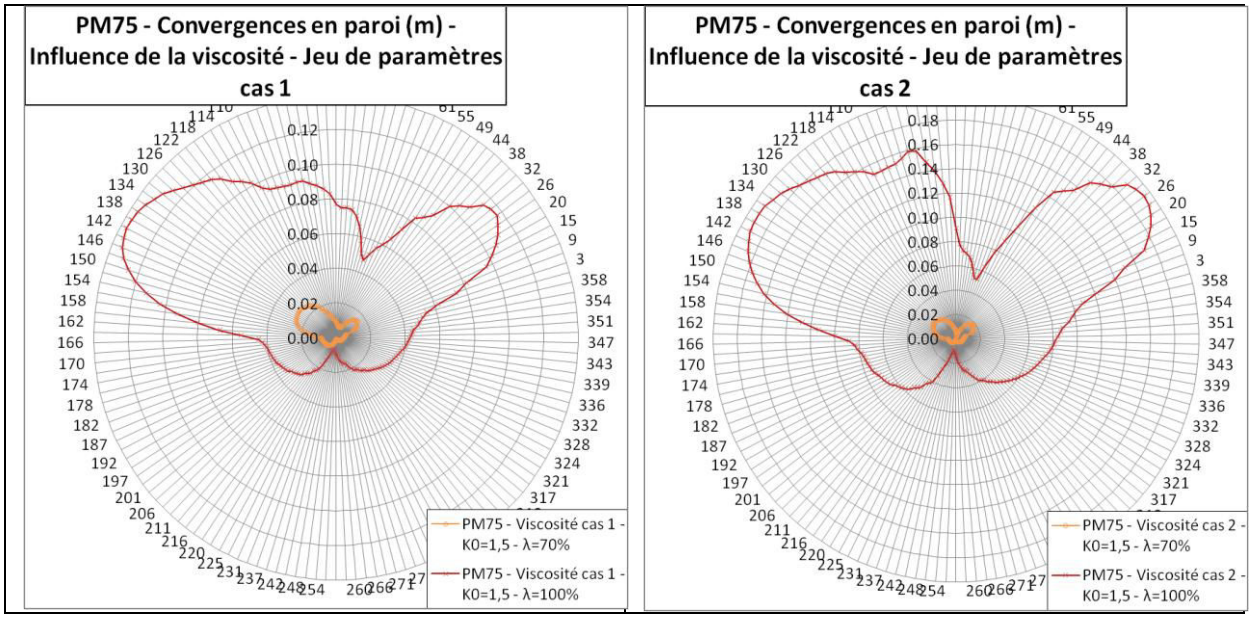



**Figure 196.** Représentations radiales des valeurs de convergences en paroi de la section excavée pour le PM75 – $K_0$=1,5 – Influence des paramètres de viscosité du modèle cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite) (voir Tableau 32).

Pour un coefficient $K_0$ de 1,5, les fortes valeurs de convergences sont situées au niveau du piédroit gauche (côté massif) et également au niveau du piédroit droit (côté versant). En revanche la faible valeur de convergence constatée précédemment au niveau du rein droit (côté versant) est localisée plus haut sur la section (θ ≈ 71°).

➢ *Déplacements de la structure de revêtement de l'ouvrage dans le versant :*

Prise en compte d'une viscosité variable – PM75 – $K_0$=0,43 :

La Figure 197 illustre les valeurs des déplacements de la structure en considérant un coefficient $K_0$=0,43 et les différents jeux de paramètres de viscosité. On retrouve la même évolution radiale des valeurs des convergences autour du profil, tout du moins à court terme. Au cours du temps, la structure de l'ouvrage se déplace vers la surface du versant pour le cas 2 tandis qu'elle subit principalement un aplanissement de la voûte dans le cas 1.

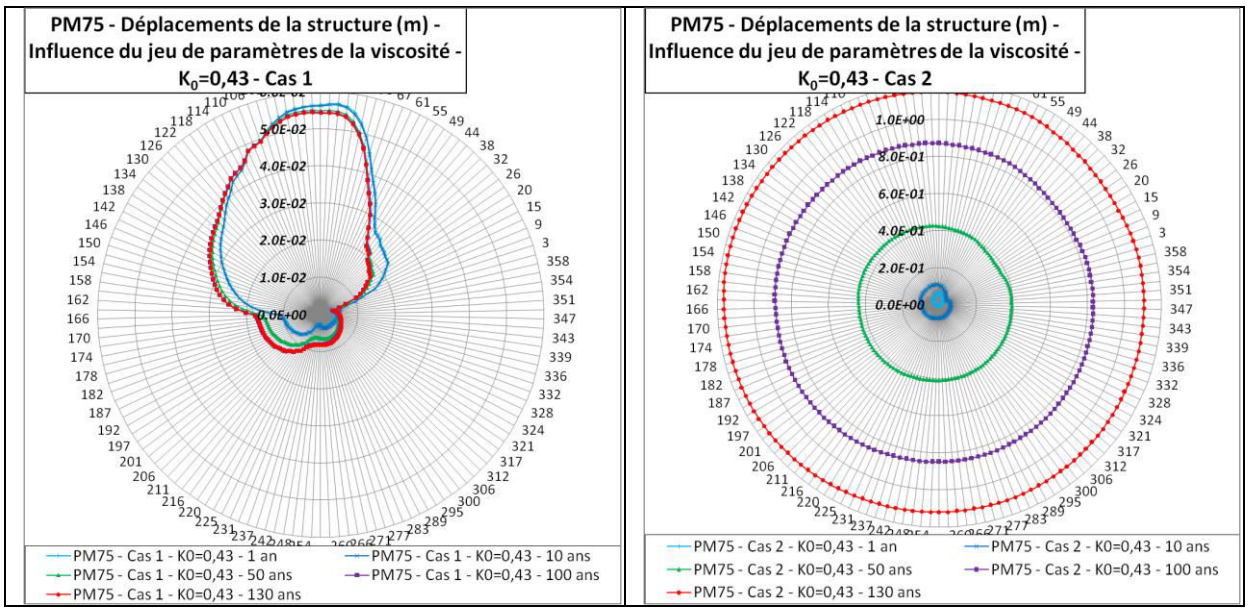



**Figure 197.** Représentations radiales des déplacements de la structure au niveau du profil transversal au PM75 – $K_0$=0,43 – Influence des paramètres de viscosité du modèle : cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite).

Prise en compte de la viscosité et d'un état de contrainte d'origine tectonique – PM75 – $K_0$=1,5 :

L'augmentation de la valeur du coefficient $K_0$ et l'augmentation de la viscosité entraînent un accroissement des valeurs des déplacements de la structure dans le versant (Figure 198).

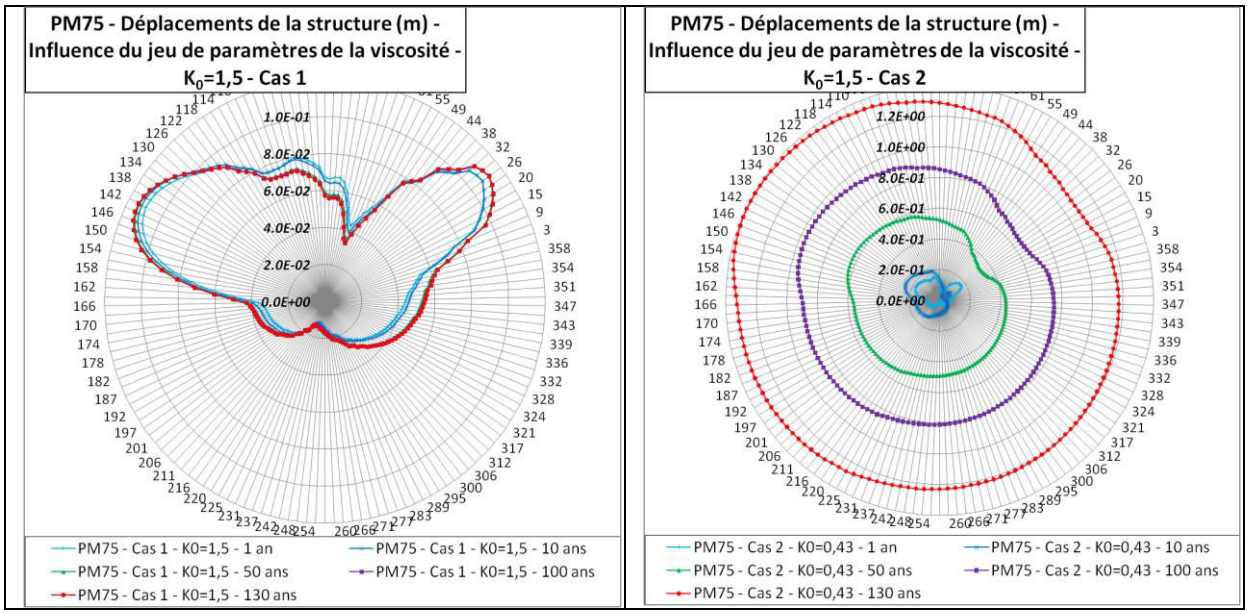



**Figure 198.** Représentations radiales des déplacements de la structure au niveau du profil transversal au PM75 – $K_0$=1,5 – Influence des paramètres de viscosité du modèle : cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite).

Les mêmes observations que celles réalisées précédemment (pour un coefficient $K_0$ de 0,43) sont également correctes pour la Figure 198. La prise en compte d'un coefficient $K_0$ de 1,5 conduit donc à augmenter le déplacement de la structure dans le versant.

L'analyse des convergences de la structure de l'ouvrage a mis en évidence une amplitude des déplacements des piédroits, écartement l'un par rapport à l'autre, de l'ordre de + 0,2 mm sur une période d'environ 28 mois.

Le Tableau 34 illustre les valeurs des déplacements enregistrés numériquement pour les différentes études de cas. Plus précisément, les valeurs représentées correspondent aux déplacements depuis la pose de la structure et rapportés à la durée de 28 mois.

| | $K_0$ = 0,43 | | | | $K_0$ = 1,5 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Cas 1 | | Cas 2 | | Cas 1 | | Cas 2 | |
| | Evolution par jours | Cumulé 28 mois | Evolution par jours | Cumulé 28 mois | Evolution par jours | Cumulé 28 mois | Evolution par jours | Cumulé 28 mois |
| 1an | $-3,7x10^{-2}$ mm | - 31,8 mm | $- 7,6x10^{-2}$ mm | - 65,1 mm | $- 2,1x10^{-1}$ mm | - 177,4 mm | $- 1,6x10^{2}$ mm | - 369,92 mm |
| 10ans | $-3,9x10^{-3}$ mm | - 3,3 mm | $- 8,6x10^{-3}$ mm | - 7,4 mm | $- 2,2x10^{-2}$ mm | - 19,0 mm | $- 1,6x10^{2}$ mm | - 37,53 mm |
| 50ans | $-8,5x10^{-4}$ mm | - 0,7 mm | $- 2,4x10^{-3}$ mm | - 2,0 mm | $- 5,0x10^{-3}$ mm | - 4,3 mm | $- 1,7x10^{2}$ mm | - 7,92 mm |
| 100ans | $-4,6x10^{-4}$ mm | - 0,4 mm | $- 1,4x10^{-3}$ mm | -1,2 mm | $- 2,6x10^{-3}$ mm | - 2,2 mm | $- 1,7x10^{2}$ mm | - 4,02 mm |
| 130ans | $-3,5x10^{-4}$ mm | - 0,1 mm | $- 1,1x10^{-3}$ mm | -0,9 mm | $- 2,0x10^{-3}$ mm | - 1,7 mm | $- 1,8x10^{2}$ mm | - 3,14 mm |

**Tableau 34.** Valeur des convergences enregistrées en paroi de la structure au niveau des naissances de la voûte (θ=0° et θ=180°), pour une période de 28 mois.

On observe qu'au cours du temps les déplacements en paroi durant une période de 28 mois diminuent (Tableau 34). Cela traduit une réduction de la vitesse d'évolution des déplacements au cours du temps.

Les mesures de convergences effectuées au PM87, sujet uniquement au fluage du massif, sont comprises entre les valeurs enregistrées du cas 1 en considérant un coefficient $K_0$=1,5 et celles du cas 2 en considérant un coefficient $K_0$=0,43.

Les convergences enregistrées numériquement traduisent un raccourcissement continu des piédroits et non la fluctuation saisonnière des valeurs autour de zéro mesurée au niveau des PM71, PM73.

L'influence des précipitations sur les cycles saisonniers des déplacements de la structure ne peut être mise en évidence grâce à ce modèle.

- *Efforts dans les éléments de la structure de revêtement :*

Prise en compte d'une viscosité variable – PM75 – $K_0$=0,43 :

La représentation radiale des forces axiales dans les éléments du revêtement au niveau du PM75, dans le cas d'un coefficient $K_0$ de 0,43, est donnée à la Figure 199.

La prise en compte d'une viscosité plus forte (cas 2), tout comme l'évolution au cours du temps conduisent à augmenter les efforts dans la structure. Tout comme les phases d'études précédentes, le radier et la voûte sont sujets aux valeurs des forces axiales les plus importantes.

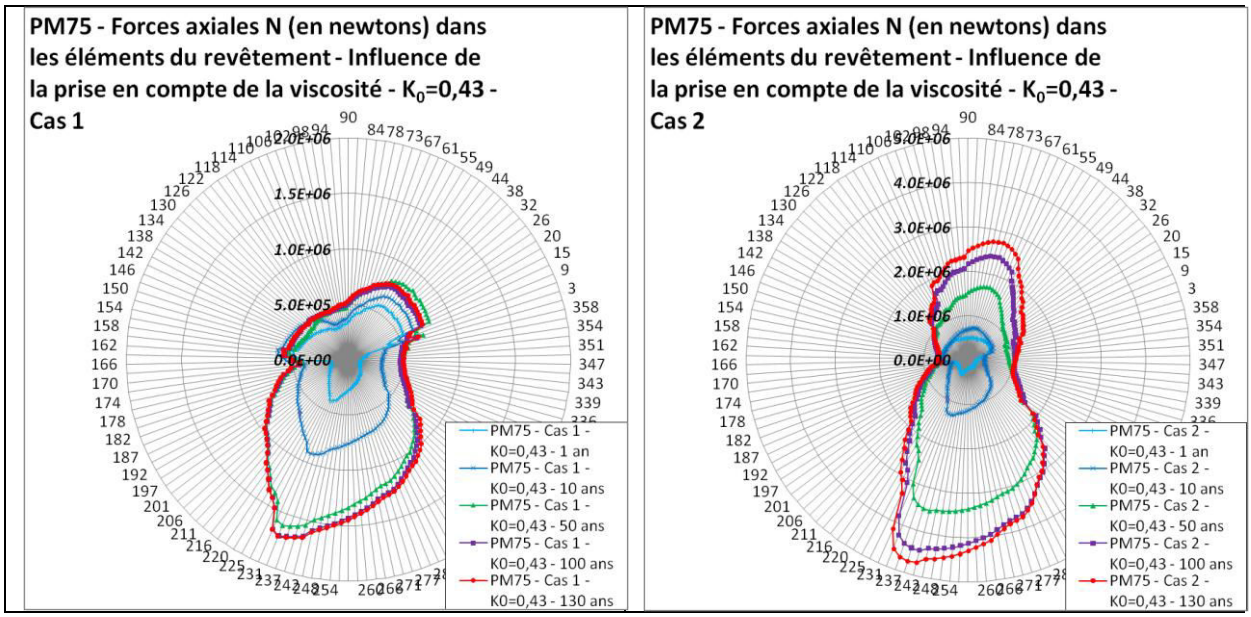



**Figure 199.** Représentations radiales des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement pour le PM75 – $K_0$=0,43 – Influence des paramètres de viscosité du modèle : cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite).

<u>Prise en compte de la viscosité et d'un état de contrainte d'origine tectoniques – PM75 – $K_0$=1,5 :</u>

L'augmentation de la valeur du coefficient $K_0$ et l'augmentation de la viscosité entraînent un accroissement des valeurs des forces axiales dans les éléments de la structure (Figure 200).

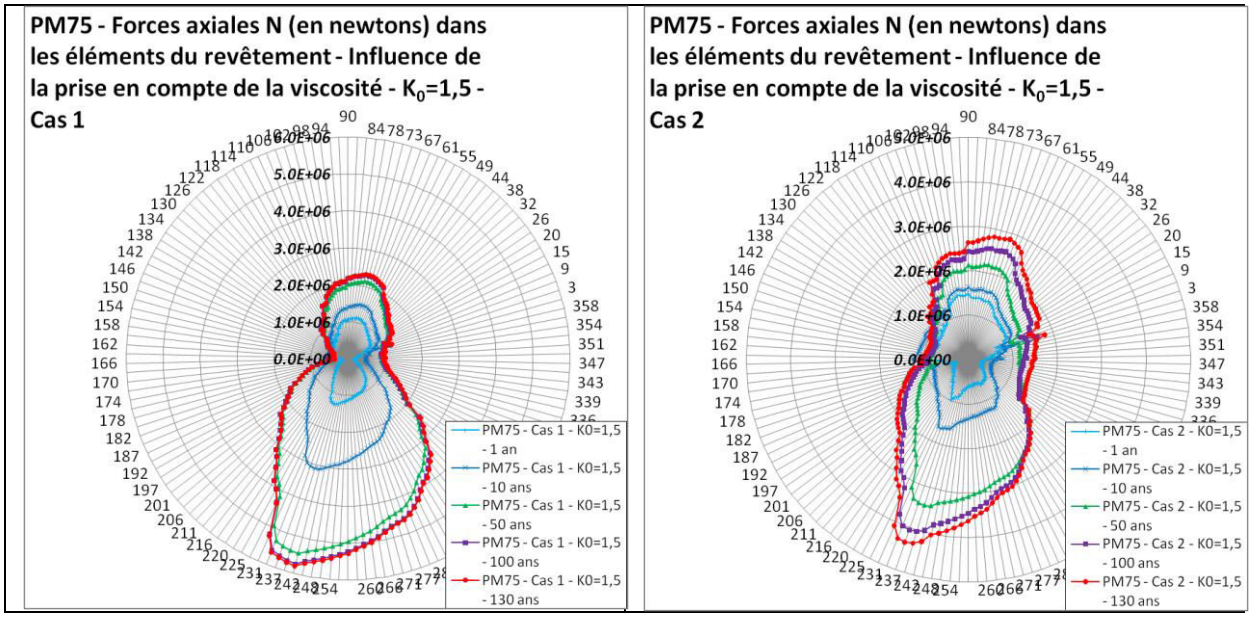



**Figure 200.** Représentations radiales des forces axiales internes N dans les éléments de la structure du revêtement pour le PM75 – $K_0$=1,5 – Influence des paramètres de viscosité du modèle : cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite).

En considérant une section de 1 m², l'épaisseur de la structure étant de 1m, il est possible de trouver la contrainte régnant dans la structure en utilisant les formules du chapitre 3.1.1, III :

On retrouve des valeurs de contraintes orthoradiales ($\sigma_\theta$) de l'ordre du MPa. Les valeurs mesurées sont effectivement plus importantes en clé de voûte et diminuent au niveau des piédroits (Figure 178). Cependant les diverses mesures de contraintes au vérin plat

effectuées ont montré une évolution non linéaire au cours du temps. Un moteur hydraulique est potentiellement susceptible de faire évoluer le chargement de la structure de manière saisonnière.

- *Analyse des efforts – capacité de chargement de la structure.*

La méthode de Carranza-Torres, C., & Diederichs, M., (2009) est appliquée avec les efforts enregistrés autour de la section transversale du PM75 dans le cas d'un coefficient $K_0$=0,43 (Figure 201). La Figure 202 illustre le dimensionnement de la structure par rapport aux efforts enregistrés dans le cas d'un coefficient $K_0$=1,5.
On rappelle que les critères de rupture illustrés correspondent à une résistance à la compression de ($\sigma_c$=54,2MPa) et une résistance à la traction de ($\sigma_t$=-5,0MPa). Ces valeurs découlent des résultats des essais de laboratoire réalisés sur les éléments de la structure.

Prise en compte d'une viscosité variable – PM75 – $K_0$=0,43 :

Au niveau des efforts enregistrés dans la structure, avec un coefficient $K_0$=0,43, le chargement admissible est dépassé dans le cas du jeu de paramètre 2. On retrouve les même localisations de rupture autour du profil : en base du piédroit côté massif ($\theta$=237°), en voûte côté vallée ($\theta$=70°) et également au niveau des naissances de la voûte. Pour le cas 2, le passage du seuil de rupture (FS=1) se produit durant les 50 premières années après la construction de l'ouvrage (Figure 201).

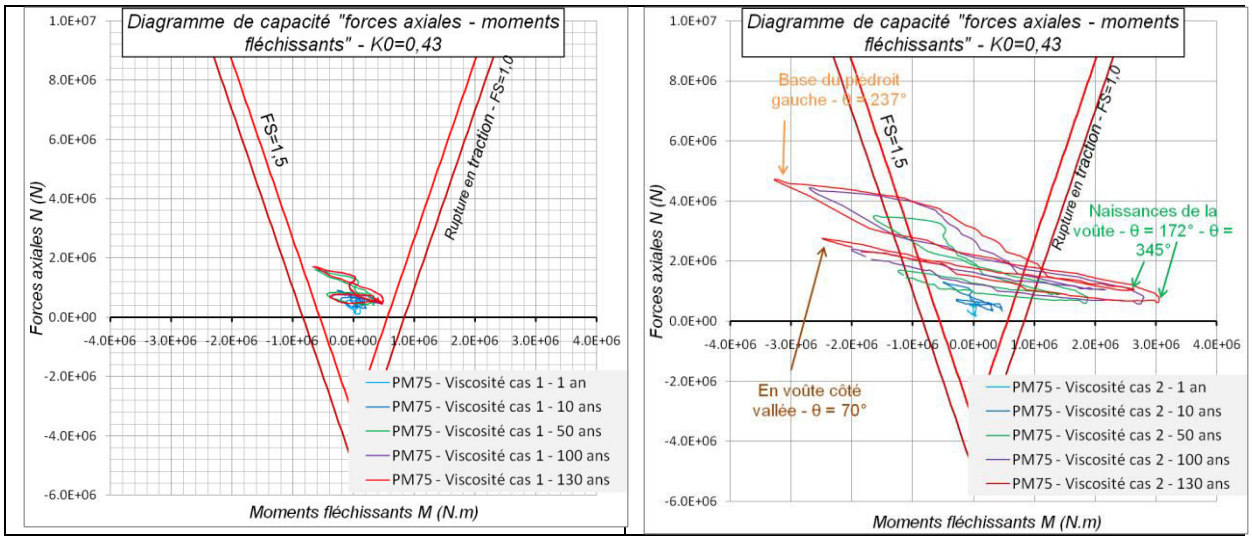



**Figure 201.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » pour le PM75 – $K_0$=0,43 – Influence des paramètres de viscosité du modèle : cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite).

Prise en compte de la viscosité et d'un état de contrainte d'origine tectonique – PM75 – $K_0$=1,5 :

La même analyse de la capacité de chargement de la structure, avec un coefficient $K_0$=1,5 suggère que la structure dépasse le seuil admissible au niveau de la naissance de la voûte côté vallée ($\theta$=354°) dès la dixième année après la construction de l'ouvrage (Figure 202).

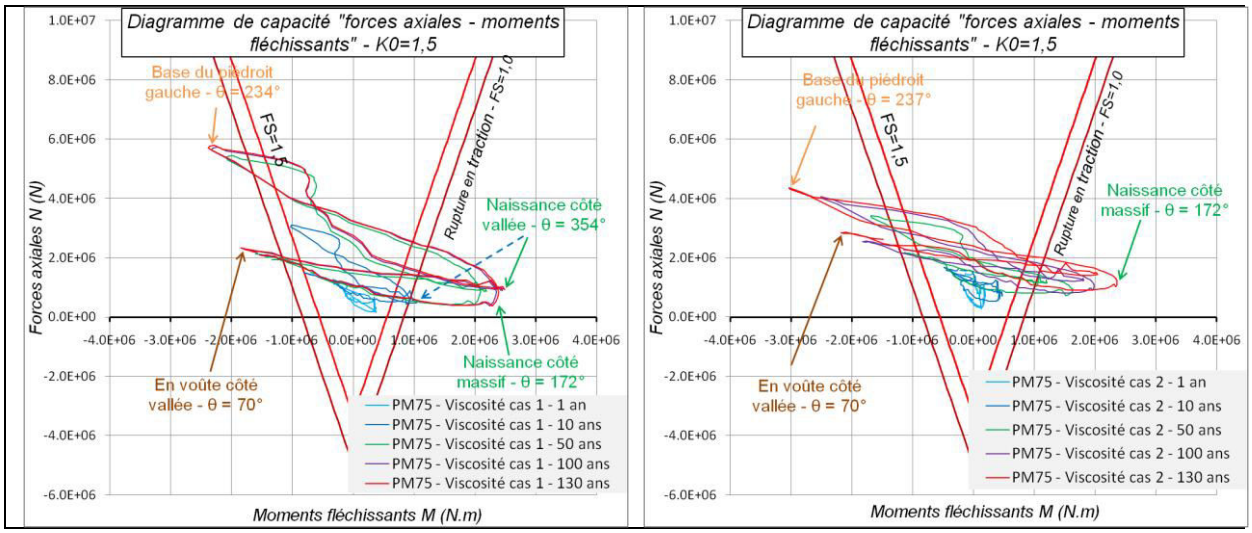



**Figure 202.** Représentations graphiques : du diagramme de capacité « forces axiales – moments fléchissants » pour le PM75 – $K_0$=1,5 – Influence des paramètres de viscosité du modèle : cas 1 (à gauche) et cas 2 (à droite).

L'historique des pathologies de l'ouvrage fait mention de désordres anciens ayant nécessité la reconstruction de la structure entre les PM65 et PM75 en 1896, autrement dit 14 ans après la fin de la construction de l'ouvrage. De plus, au niveau du PM75, l'observation des pathologies a révélé une fissure longitudinale majeure au niveau de la naissance de la voûte côté versant (Figure 179).

### *4.3.3. Tunnel de L'Encombrouze – Conclusions et perspectives.*

- *Conclusions :*

Les simulations numériques préliminaires du tunnel de l'Encombrouze ont permis de tirer un ensemble de conclusions. Cette étude a eu pour objectif de caractériser l'interaction de l'ouvrage au niveau de deux sections (PM75 et PM110) avec l'instabilité générale du versant. Cette dernière correspond à un mouvement d'ensemble de versant associé au retrait glaciaire et à l'incision en pied du versant de la Durance.
Les fissures transversales majeures entre les PM65 et PM80 sont associées à un mouvement de versant oblique par rapport à l'orientation de l'ouvrage. L'analyse numérique permettant de caractériser ces pathologies nécessiterait donc la réalisation d'un modèle numérique 3D. Cependant au travers des études numériques 2D, les fissures longitudinales ont pu être caractérisées.

Les différentes études numériques réalisées, montrent que la valeur du coefficient $K_0$ et les paramètres de viscosité des schistes noirs de l'Oxfordien influencent fortement les résultats obtenus.

La prise en compte d'un état de contrainte d'origine tectonique, associée à une valeur du coefficient $K_0 > 1$, entraîne une augmentation des déplacements, voire la déstabilisation du versant. De même lors de la construction de l'ouvrage, la convergence en paroi, le déplacement de l'ouvrage et les efforts dans les éléments de la structure augmentent lorsque $K_0$ augmente.

L'intérêt de prendre en compte la viscosité au sein du massif découle de la correspondance entre le temps numérique avec le temps réel. Il permet donc une corrélation de multiples paramètres (convergence de la structure, déplacements à la surface du versant…) avec des mesures de terrain pendant une période donnée. Ces études nécessiteraient néanmoins la réalisation d'essais de fluage et le suivi en continu des déplacements à la surface du versant.

Comme cette étude et la dernière étude paramétrique du Chapitre 3 l'ont montré, la prise en compte de la viscosité au sein du massif conduit à une augmentation des efforts dans la structure au cours du temps et des déplacements de la structure. Cependant cette évolution est continue et sa cinétique diminue progressivement au cours du temps. L'évolution cyclique observée sur les mesures de convergences de la structure n'apparaît pas dans les simulations numériques, car elle trouve son origine dans les épisodes pluvieux intenses qui réactivent les instabilités de surface.

Au niveau de la localisation des fissures longitudinales sur le profil transversal du PM75, les résultats numériques indiquent des ruptures de la structure par excès de traction pour (Figure 202) :

- $\theta \approx 234$ : en base du piédroit gauche ;
- $\theta \approx 172$ : au niveau de la naissance gauche de la voûte (côté massif) ;
- $\theta \approx 70$ : au niveau du rein droit côté vallée ;
- $\theta \approx 354$ : au niveau de la naissance droite de la voûte (côté versant).

L'observation des pathologies a révélé des fissures longitudinales peu évolutives de part et d'autre de la clé de voûte, au niveau des naissances de la voûte. Cependant, du fait du caractère peu évolutif des fissures longitudinales et des multiples réfections et rejointements de la maçonnerie, les pathologies les plus anciennes ne sont pas nécessairement visibles. Néanmoins les fissures au niveau des naissances de la voûte sont correctement identifiées numériquement.

- *Perspectives :*

Ces études ont permis de montrer les paramètres importants à prendre en compte dans les simulations numériques et pour les comparaisons entre les résultats du modèle numérique et les caractéristiques mesurées sur l'ouvrage.

La prise en compte de l'influence de l'eau et des précipitations importantes associées comme composante de l'instabilité des formations superficielles pourraient permettre d'affiner le modèle et mettre en évidence le comportement de l'ouvrage par à-coups observé. Elles nécessiteraient la caractérisation des propriétés hydrauliques des différentes formations et également celle du niveau de la nappe phréatique.
La pose de plusieurs piézomètres, l'installation d'un dispositif pluviométrique et la réalisation de mesures en continu permettrait de caractériser la nappe de versant. La vitesse de réponse du système consécutivement à un épisode pluvieux et les différents niveaux saisonniers de l'aquifère du versant pourraient être appréhendés.

Au niveau de la caractérisation géomécanique des différentes formations, il serait important de réaliser les investigations suivantes :

- des essais géomécaniques sur les formations superficielles (par exemple : essais de cisaillement à la boite de Casagrande ou essais triaxiaux afin de déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne de cette formation).
- quelques essais de fluage au niveau d'échantillons pris dans la formation des schistes noirs de l'Oxfordien.
- des mesures de l'état de contrainte régnant au sein du massif de schistes noirs de l'Oxfordien en place, permettant de définir la valeur du coefficient $K_0$ pour les différents modèles numériques.

Au niveau de la structure de l'ouvrage, il serait intéressant de corréler les mesures des déplacements et l'évolution des fissures au cours du temps avec les mesures piézométriques relatives à la nappe de versant.

# Chapitre 5. Méthodologie d'analyse des interactions tunnels / versants

Une rétro-analyse d'un tunnel ancien potentiellement sujet à une instabilité de versant est un exercice complexe. En effet, les incertitudes associées à ce genre d'étude sont nombreuses du fait de la variété des conditions d'interactions possibles. Il est essentiel de déterminer si les pathologies affectant la structure de l'ouvrage découlent d'une interaction avec une instabilité du versant ou du vieillissement rhéologique de l'ouvrage. Il est donc nécessaire de d'identifier l'ensemble des mécanismes d'instabilité potentiels ayant pu affecter l'ouvrage.
Les facteurs de préparation et de déclenchement de l'instabilité du versant ont, dans certains cas, une forte influence sur le développement des pathologies observées sur la structure. Mais les conditions de creusement et les caractéristiques de l'ouvrage influencent également l'apparition des dommages.

Tout d'abord, une méthodologie de rétro-analyse d'étude de cas est présentée. Nous définissons ensuite les particularités des rétro-analyses d'études de cas de tunnels anciens. Enfin, sont précisées les simulations numériques qui peuvent aider au diagnostic des interactions entre tunnels et versants.

## 5.1. Méthodologie de rétro-analyse de situations de tunnels anciens soumis à une instabilité de versant.

Dans le but de diagnostiquer les dommages et d'adapter le confortement de l'ouvrage, il est nécessaire d'analyser les différents contextes de l'ouvrage et de retrouver dans les données de construction, d'entretien et d'inspection de l'ouvrage, les indices permettant de reconnaître éventuellement une interaction de l'ouvrage avec une instabilité de versant.

La méthodologie présentée permet l'analyse spécifique des différents contextes de l'ouvrage à considérer dans le cadre d'une étude d'interaction d'un ouvrage avec une instabilité de versant (Figure 203).

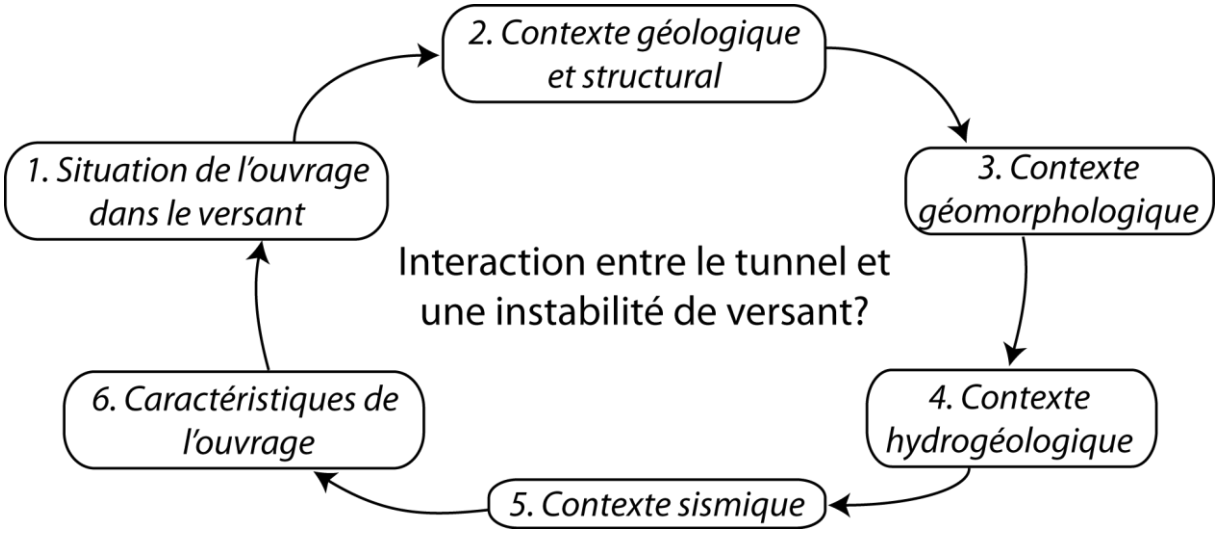



**Figure 203.** Principaux facteurs à analyser lors d'une rétro-analyse d'étude de cas de tunnel soumis à une instabilité de versant.

*1. Situation de l'ouvrage dans le versant :*

En tout premier lieu, il est important de définir l'orientation et la situation de l'ouvrage par rapport au versant. Comme l'ont montrés l'étude de Wang, T.T., (2010) et nos propres travaux, les pathologies d'un ouvrage varient en fonction de l'orientation de la structure par rapport à celle du versant ou a fortiori en fonction de la direction du mouvement de versant par rapport à l'ouvrage.

On rappelle que trois situations peuvent être distinguées :

- *Lorsque l'ouvrage est perpendiculaire à la direction du mouvement de versant :*

  Cette situation correspond au cas général d'un tunnel suivant la direction du versant. La section transversale de l'ouvrage est également déversée en direction du versant et est généralement accompagnée d'un méplat au niveau du rein côté massif. Les fissures caractéristiques correspondent à des fissures longitudinales ouvertes côté massif et fermées ou pincées côté versant.

  Ces pathologies peuvent varier en intensité selon l'axe du tunnel. La présence de fissures transversales locales est possible. Elles délimitent dans ce cas des portions de tunnel soumises à des mouvements plus ou moins rapides résultant d'une variation de l'état de contrainte auquel est soumise la structure longitudinalement. Elles peuvent également être le résultat d'une variation de la nature de l'encaissant.

- *Lorsque le mouvement de versant est strictement parallèle à l'orientation du tunnel :*

  Cette situation correspond principalement à une situation de tête de tunnel entrant dans le versant.

  La déformation associée au décrochement de la tête du tunnel dans le versant entraîne sur le profil longitudinal une extension selon l'axe du tunnel en voûte du tunnel et au contraire une compression dans le radier selon la même orientation. Les efforts de cisaillement se concentrent alors dans un profil transversal ou dans une section restreinte. Ils entraînent la formation respectivement d'une fissure transversale ou d'un ensemble de fissures transversales.

  La localisation d'une fissure principale unique suggère une localisation précise de la surface de rupture tandis que de multiples petites fissures sont associées à une accommodation du mouvement sur une section plus étendue longitudinalement.

- *Lorsque le tunnel est oblique à la direction du mouvement :*

  Cette dernière situation n'est pas spécifique d'une orientation particulière de l'ouvrage. Cependant elle caractérise précisément la direction oblique du mouvement par rapport à celle du tunnel.

  La déformation de la section transversale présente une composante transversale légèrement déjetée vers le versant tout en présentant une composante longitudinale tendant vers une extension plus significative de la section côté versant. La fissuration associée est oblique à l'orientation du tunnel. Dans le cas spécifique des tunnels maçonnés, ces fissures orientées obliquement sont disposées en escalier, passant au travers des joints de la maçonnerie.

La disposition des fissures dépend également d'autres facteurs tels que : la forme de l'ouvrage, la présence des discontinuités géologiques interceptant l'ouvrage, la variation de la nature de l'encaissant…

La caractérisation des pathologies de la structure renseigne sur l'orientation du mouvement au sein du versant. La définition de la situation de l'ouvrage dans le versant est essentielle afin d'analyser les pathologies et comprendre si celles-ci découlent d'un mouvement de versant.

*2. Contexte géologique et structural :*

La description des formations et des structures géologiques est indispensable dans une rétro-analyse d'un tunnel ancien. Elle permet notamment de corréler les faciès décrits comme l'encaissant de l'ouvrage lors de son percement avec les formations géologiques régionales découlant de l'analyse bibliographique et des visites d'inspection.

La nature des formations traversées par l'ouvrage, l'orientation de leurs structures internes (joints stratigraphiques, foliation, schistosité) et les contacts entre encaissants différents sont notamment importants à considérer. La nature de l'encaissant conditionne le comportement et le type d'instabilité au sein du versant. Les classifications de Cruden, et al., (1994) et Cruden, et Varnes, (1996) en particulier distinguent notamment les instabilités affectant les sols de celles affectant les massifs rocheux.
Le creusement d'un tunnel au sein d'un versant sujet à une instabilité de versant ne modifie pas l'influence du facteur « nature de l'encaissant » sur le type de mouvement. Un ouvrage soumis, tout du moins en partie, à une instabilité de versant rend plus complexe l'analyse du mécanisme d'instabilité et son évolution dans le temps. L'évolution spatiale et temporelle de la cinétique du mouvement au sein du massif engendre au niveau de l'ouvrage une sollicitation responsable de l'apparition de fissures. Ces dernières peuvent être localisées lorsque la limite de la zone instable est franche (discontinuité tectonique, transition franche de la nature du faciès, surface de banc…). Ces pathologies peuvent également être réparties sur un tronçon plus ou moins important de l'ouvrage lorsque l'amplitude de l'instabilité varie spatialement ou temporellement.

Il peut être utile d'analyser l'histoire tectonique et structurale ayant conduit à la formation du versant spécialement lorsque la structuration du versant ne paraît pas claire. Il est donc normal de faire suivre cette partie par le contexte géomorphologique, lequel caractérise la topographie du versant mais peut également préciser l'évolution des mécanismes qui ont façonné le versant dans les temps quaternaires ou continuent de le façonner.

*3. Contexte géomorphologique :*

La caractérisation de l'évolution du versant ayant conduit à la topographique actuelle est essentielle afin d'appréhender par la suite la cinétique d'évolution de l'instabilité du versant.

Cette étude se rapproche de celle visant à caractériser la situation de l'ouvrage dans le versant. Cependant elle a pour principal objectif la compréhension de la morphologie du versant et la localisation des principales zones instables en rapport avec les formations géologiques. C'est pourquoi son étude est proposée après l'analyse des formations géologiques. Un objectif est de déterminer, à partir de la topographie et de la synthèse géologique, les formations en place et les formations remaniées. L'épaisseur de la couverture de l'ouvrage et l'évolution dans le temps des différents volumes instables sont intéressantes à prendre en compte.

L'analyse des différents mécanismes, des facteurs de préparation et de déclenchement est nécessaire afin de prévoir l'évolution et la récurrence des phases actives des phénomènes. Déterminer l'état de stabilité du versant (pré-rupture, rupture, post-rupture) peut aider dans la prévision de l'évolution du mouvement de versant et des dommages de l'ouvrage.

L'analyse du contexte géomorphologique requiert la distinction entre les facteurs de réactivation des déplacements à cycle long et les facteurs de cycle court saisonnier ou ponctuel. Dans le premier cas l'évolution lente conduit à un état instable du versant alors que les cycles courts induisent des conséquences plus rapides et plus fréquentes. Parmi les cycles lents, on peut citer : la décompression post-glaciaire, l'incision d'un cours d'eau en pied du versant et l'évolution climatique. Ils affectent l'ensemble du versant de manière lente et continue.
Les variations saisonnières des précipitations, les épisodes pluvieux intenses, les actions de gel-dégel correspondent aux facteurs induisant des cycles courts. Un évènement sismique intense correspond à un évènement ponctuel. Des facteurs induisant des cycles courts peuvent coexister avec des facteurs responsables de cycles longs et des facteurs de déclenchement ponctuels.

En analysant l'évolution dans le temps des phénomènes et/ou des pathologies de l'ouvrage, il est possible de déterminer la cinétique des mouvements, la fréquence des cycles et donc les facteurs de déclenchement et de réactivation des instabilités.

*4. Contexte hydrogéologique :*

La prise en compte des précipitations et des variations saisonnières du niveau de la nappe de versant s'inscrit comme un mécanisme induisant des cycles courts de fréquence saisonnière, annuelle, voire pluri-annuelle. Les précipitations durant la période humide entraînent une accélération des déplacements au sein du massif. Cette accélération des déplacements est localisée au niveau des formations géologiques les plus perméables et présentant un gradient hydraulique élevé.

La caractérisation géologique préalable de l'encaissant du tunnel ainsi que du côté massif (par rapport à l'ouvrage) est importante. Un contraste de perméabilité et de conductivité hydraulique au sein de la couverture est susceptible de favoriser les mouvements au sein des formations plus perméables. La section de l'ouvrage interceptant ce volume instable est susceptible d'être influencée par le comportement saisonnier. Les pathologies qui en découlent sont généralement modérées et récurrentes. Dans le cas de la maintenance de tunnels anciens, cette qualification des pathologies est utilisée car les dommages lourds ont préalablement nécessité un confortement, voire une réfection. Comme les paramètres du système n'évoluent guère au cours du temps (précipitations cumulées annuelles sensiblement voisines), l'évolution des précipitations n'impacte plus aussi gravement l'ouvrage que lors des premières années de l'ouvrage et avant la mise en place des premiers confortements.

Une section d'un ouvrage soumis à un moteur hydraulique est caractérisée par une ouverture et une fermeture des fissures. Ce phénomène est appelé « respiration ». La réponse après un évènement pluvieux peut être quasi-instantanée ou légèrement différée dans le temps en fonction du temps de transfert des eaux d'infiltration et de la résistance au cisaillement de la surface de rupture.

*5. Contexte sismique :*

Tout comme la prise en compte d'un possible moteur hydraulique, un séisme de forte magnitude peut être un facteur de déclenchement.
L'incidence d'un évènement sismique sur le déclenchement d'une instabilité du versant et le développement de fissures dans la structure n'a pu être mise en évidence qu'à travers des articles traitant de l'impact des séismes majeurs sur des tunnels en contexte montagneux.
Wang, W.L. et al. (2001) ont réalisé des rétro-analyses d'étude de cas de tunnel permettant d'établir la liste des facteurs d'influence responsables de l'apparition des pathologies sur 49 tunnels de l'ile de Taïwan impactés par le séisme de ChiChi de magnitude 7,3 en 1999.

Les désordres observés dans les ouvrages résultent de la sollicitation sismique. Ils correspondent à des fissurations longitudinales, transversales et obliques sensiblement identiques à celle définies par la classification de Wang, T.T., (2010).

Les principaux facteurs d'influence relatifs aux pathologies des ouvrages sont les suivants :

- *La proximité de la surface du versant par rapport à l'ouvrage, de même que la distance d'un ouvrage à l'épicentre d'un séisme :*

  Au voisinage de la surface du versant, un possible effet de site topographique avec une amplification de la sollicitation sismique peut provoquer des dommages à l'ouvrage. Plus un ouvrage est proche de l'épicentre et également de la surface du versant et plus les dommages sur sa structure seront importants.

- *La nature du terrain encaissant de l'ouvrage :*

  La vitesse de propagation des ondes sismiques varie en fonction de la nature du massif. Les ondes se propagent plus rapidement au sein d'un massif rocheux par rapport à un encaissant meuble. L'énergie sismique libérée au sein du terrain encaissant et dans la structure est moins importante lorsque le massif encaissant est

constitué de roche ou de matériau dense peu déformable. En revanche lorsque l'encaissant de l'ouvrage est formé par un sol, le terrain est plus susceptible d'être déformé par l'énergie sismique libérée et en conséquence la structure de l'ouvrage subit des dommages plus importants.

Un effondrement localisé lors du percement d'un ouvrage, entraînant le développement d'une zone endommagée autour de l'ouvrage peut également favoriser l'apparition de dommages à la structure.

- *La capacité sismique d'un ouvrage :*

  La capacité sismique d'un ouvrage correspond à l'intensité des dommages que la structure est capable de supporter. Elle dépend des caractéristiques de l'ouvrage, notamment de la forme de la section, de la présence de niches, du type de revêtement et de son épaisseur, de renforcements éventuels, de la présence de radier, de vide derrière la structure….

L'influence d'un séisme sur un ouvrage peut être facilement mise en évidence en réalisant une inspection sommaire d'un ouvrage après un séisme important. L'apparition de pathologies ou l'aggravation des dommages peuvent permettre d'affirmer l'influence d'un séisme comme mécanisme déclencheur des dommages.

*6. Caractéristiques de l'ouvrage :*

La situation de l'ouvrage dans le versant et sa distance par rapport à la surface, la nature de l'encaissant, l'état des contraintes… influencent l'interaction de l'ouvrage avec l'instabilité du versant. Il reste néanmoins certains facteurs anthropiques prépondérants associés au creusement de l'ouvrage à considérer. Parmi ces facteurs, il est possible de citer la méthode de construction de l'ouvrage, la géométrie de la section transversale, la nature et l'épaisseur de la structure, les malfaçons de construction.

La rétro-analyse d'une étude de cas nécessite donc une synthèse bibliographique des caractéristiques de l'ouvrage pouvant avoir eu une influence sur les pathologies observées.

Il faut notamment s'intéresser à :

- la méthode de construction de l'ouvrage ;
- les dimensions et la géométrie de la section du tunnel ;
- la nature et l'épaisseur de la structure, la présence ou non d'un radier ;
- la mention d'éventuels problèmes, dommages sur la structure lors de la construction.

En plus des caractéristiques techniques de construction de l'ouvrage, des investigations géotechniques sont nécessaires. Parmi ces facteurs à prendre en compte, on peut citer :

- la variation de la nature géologique de l'encaissant ;
- la présence de vides au voisinage de l'extrados ;
- l'état de contrainte de l'encaissant au voisinage de l'ouvrage et son évolution au cours du temps ;
- l'évolution des déformations de la structure et des fissures.

L'ensemble de ces données d'investigation sont nécessaires dans le contexte d'une rétro-analyse d'étude des mécanismes ayant entraîné les dommages sur la structure d'un tunnel ancien. Leurs corrélations avec l'évolution spatiale et temporelle des pathologies permettent la mise en évidence des mécanismes d'instabilité en jeu.

Une analyse ciblée de l'ouvrage dans son environnement, en essayant de relier les dommages observés à la seule variation de l'encaissant, peut conduire dans ce genre de contexte à une analyse partielle et erronée des mécanismes induisant les pathologies observées. Il est donc important de considérer les ouvrages construits comme solidaire de leur environnement. Il faut considérer de plus que la zone d'influence géotechnique (ZIG) de l'ouvrage n'est pas circonscrite au seul volume de terrain encaissant de l'ordre de quelques diamètres de l'ouvrage mais peut concerner l'ensemble d'un versant ou une grande partie de celui-ci.

La Figure 204 résume l'ensemble des principaux facteurs à prendre en compte et ayant conduit à une instabilité de versant. Certains facteurs agissent sur la cinétique du mouvement selon des cycles de période longue même à l'échelle de l'ouvrage ancien tandis que d'autres influencent le mouvement de manière plus fréquente.

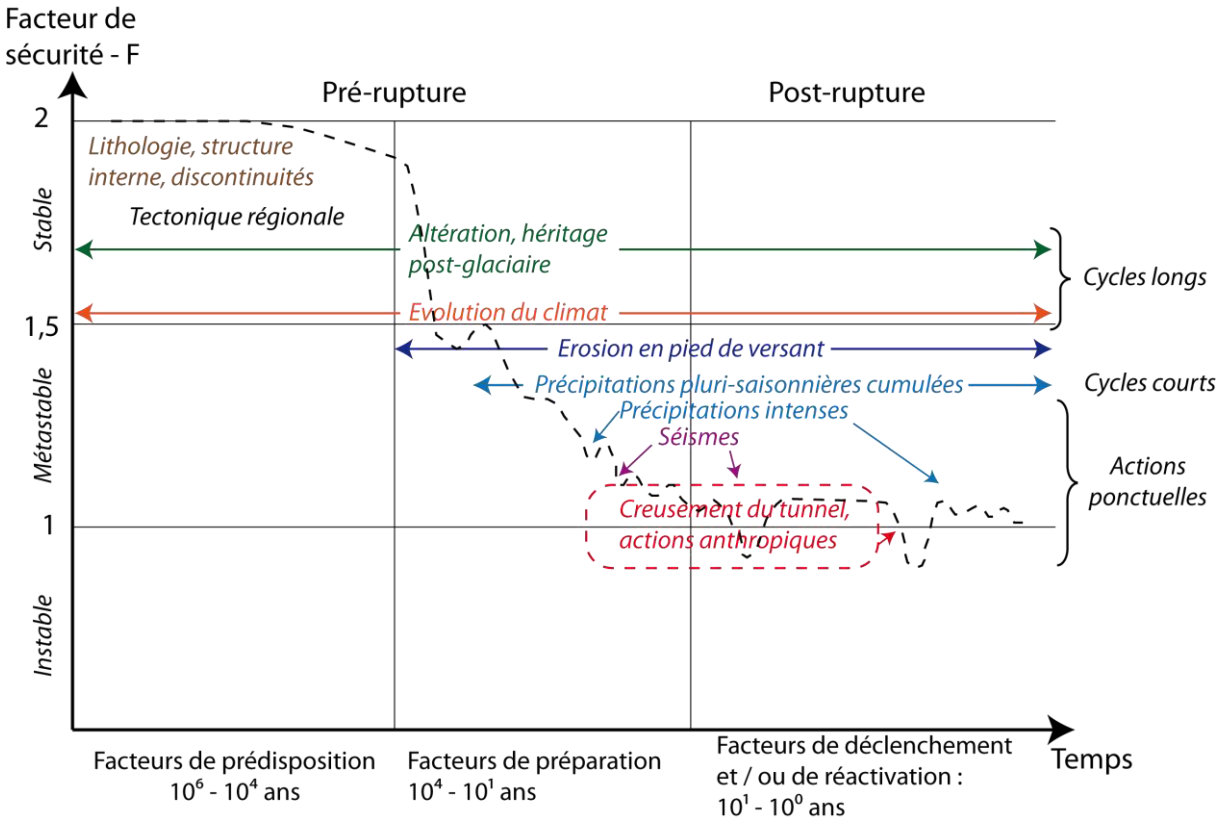



**Figure 204.** Evolution au cours du temps des conditions engendrant un état d'instabilité du versant en fonction des facteurs de préparation, des facteurs de déclenchement et/ou de réactivation.

Il est important de préciser que généralement le creusement d'un tunnel intervient dans un situation métastable (facteur de sécurité légèrement supérieur à 1) ou au contraire dans un versant ayant déjà subi une rupture. Dans le premier cas le tunnel peut contribuer au développement de l'instabilité tandis que dans le second cas, il peut réactiver une instabilité au sein du versant. Dans tous les cas, cette action anthropique a des conséquences combinées sur les autres facteurs de préparation et de déclenchement.

La Figure 205 résume l'ensemble des phases d'études à considérer lors d'un rétro-analyse d'étude de cas.

| | Objectifs | Analyse numérique |
|---|---|---|
| *1) Situation de l'ouvrage dans le versant* | Caractériser le type d'intéraction :<br>- instabilité de tête de tunnel ;<br>- instabilité d'une section longitudinale. | Choix du type de simulations numériques :<br>- 2D en représentant un profil transversal du tunnel ;<br>- 3D pour illustrer une portion de l'ouvrage sujette à une intéraction évoluant longitudinalement. |
| *2) Contexte géologique et structural* | - Nature des formations géologiques, en évaluer les variations latérales, les discontinuités et les structures internes ;<br>- prise en compte de contraintes tectoniques, d'accidents tectoniques. | - Permet la réalisation d'une coupe géologique et déterminer la nature des contacts entre les formations et l'ouvrage ;<br>- caractérisation géomécanique des couches (loi de comportement), des accidents géologiques et évaluation de la valeur de $K_0$. |

| | | |
|---|---|---|
| *3) Contexte géomorphologique* | - Analyse des zones et volumes instables à la surface du versant ;<br>- déterminer les formations en place et celles remaniées par rapport à l'ouvrage ;<br>- parmi les facteurs de préparation et de déclenchement, prévoir leurs impacts et récurrence selon des cycles longs ou courts. | - Aide à la réalisation d'un profil numérique simplifié de la zone d'étude ;<br>- prise en compte des facteurs d'influence à prendre en compte lors des études numériques. |
| *4) Contexte hydrogéologique* | - Identification des zones sujettes à des variations saisonnières du niveau de la nappe phréatique ;<br>- évaluer le temps de transfert des eaux d'infiltration et la réponse du système ;<br>- analyser l'amplitude de la variation du niveau de la nappe phréatique. | - Caractérisation de l'influence de la prise en compte d'un couplage hydro-mécanique ;<br>- évaluer la représentativité des résultats numériques obtenus avec ceux mesurés grâce à un modèle numérique prenant en compte le temps pour les variations saisonnières. |
| *5) Contexte sismique* | - Analyse des séismes régionaux historiques ;<br>- déterminer grâce à l'étude géologique structurale les failles sismogènes, le type de jeu des accidents. | - Solliciter le modèle numérique au niveau des frontières avec une onde proche d'un signal sismique ;<br>- déterminer l'influence d'un séisme sur la structure d'un ouvrage en prenant en compte ou non des accidents secondaires. |
| *6) Caractéristiques de l'ouvrage* | - Au travers de l'étude bibliographique et d'investigations géotechniques, évaluer :<br>a) la forme, la dimension de l'ouvrage ;<br>b) l'épaisseur de la structure ;<br>c) la présence de vides à l'extrados ;<br>d) l'existence d'une section effondrée lors du creusement ;<br>e) les caractéristiques mécaniques de la structure et son chargement. | - Permet d'améliorer le modèle numérique en affinant les caractéristiques de l'ouvrage ;<br>- Fournit un critère de validation du modèle numérique grâce aux déplacements, aux déformations, aux efforts enregistrés au niveau de l'ouvrage. |

**Figure 205.** Synthèse des études à réaliser lors d'une rétro-analyse d'étude de cas d'un tunnel ancien et sujet à une instabilité de versant.

## 5.2. Particularités des rétro-analyses d'études de cas de tunnels anciens.

Les données de construction de ces ouvrages sont cependant souvent sommaires alors que la phase de creusement de l'ouvrage est particulièrement riche en enseignement sur l'interaction d'un ouvrage avec une instabilité gravitaire.
Au sujet des principales données importantes relatives à la phase de creusement on peut faire les commentaires suivants :

- l'évolution longitudinale et transversale de la nature des formations traversées par l'ouvrage est dans certains cas peu précise et nécessite la réalisation d'investigations complémentaires.
- La nature de la structure et son épaisseur varient selon le linéaire. De plus le chargement de la structure, son endommagement et l'état de l'interface avec le terrain encaissant évoluent le long du linéaire et également au cours du temps. Les confortements éventuels et les réparations réalisées modifient également la réaction de la structure face aux sollicitations du terrain encaissant.
- L'impact du creusement d'un tunnel ancien situé à proximité de la surface du versant sur l'instabilité de celui-ci n'a pu être mesuré ni évalué précisément. Les mesures et la surveillance mis en place caractérisent uniquement une évolution actuelle de l'interaction.

La réalisation de campagnes de reconnaissance permet de lever une partie des incertitudes dans la rétro-analyse de l'ouvrage en situation de versant. Cependant, l'impact du creusement de l'ouvrage sur la stabilité du versant ne pourra jamais être évalué. L'emploi de

simulations numériques prenant en compte l'évolution temporelle du système peut permettre la caractérisation de l'état actuel de l'interaction entre l'ouvrage et l'instabilité du versant.

Une autre difficulté des modèles numériques concerne la prise en compte de la dégradation des propriétés mécaniques de l'ouvrage et de l'encaissant avec le temps, mais également la considération d'un rescindement d'une section endommagée.

## 5.3. Transcription des facteurs d'influence au niveau des études numériques / Résultats escomptés.

La réalisation de modèles numériques vise à approcher le comportement géomécanique d'un ouvrage. L'utilisation d'hypothèses simplificatrices permet la prise en compte d'un ensemble de facteurs de prédisposition, de préparation et de déclenchement d'une instabilité et de son interaction avec un tunnel creusé à proximité.

Les étapes numériques doivent être décomposées comme suit :

*a) Conditions initiales :*

Durant cette phase, la géométrie du versant, des différentes formations et les limites latérales et verticales du modèle sont définies. Les différentes formations sont caractérisées sur le plan géomécanique grâce à des essais géotechniques.

La génération du maillage durant cette phase doit tenir compte de deux points importants : la déformation du maillage parallèlement à la surface du versant et un maillage densifié à proximité du tunnel.

L'établissement des contraintes initiales dans le modèle est réalisé en considérant un demi-espace à déformations latérales empêchées. Il est possible de considérer des contraintes tectoniques correspondant à une phase tectonique régionale compressive (chevauchement, plissement) en attribuant au coefficient $K_0$ une valeur supérieure à 1.

*b) Etablissement de l'état initial du versant au moment du creusement de l'ouvrage :*

La distribution des contraintes régnant au voisinage du versant résulte des caractéristiques mécaniques du massif mais également de son évolution géomorphologique. L'excavation du versant en plusieurs étapes permet de générer l'état de contrainte correspondant à la morphologie de versant simulant ainsi une érosion progressive. Les cycles glaciaires-interglaciaires ont également pu contribuer à façonner le versant.

Cette phase d'excavation du versant peut être réalisée via un comportement élastique si l'objectif d'étude correspond à l'influence postérieure du creusement de l'ouvrage sur l'endommagement du massif. Il est également possible d'utiliser un modèle de comportement élasto-plastique en prenant éventuellement en compte la viscosité des matériaux lorsqu'on s'intéresse à l'endommagement du massif au cours du temps avant la mise en place du tunnel. Ce dernier cas reflète plus exactement la simulation d'études de cas dans lesquelles l'état de stabilité du versant a subi bien avant la construction de l'ouvrage un endommagement ou tout du moins des déplacements.

L'excavation par passes successives permet d'éviter le développement d'effets transitoires associés à une excavation instantanée du versant.

*c) Construction du tunnel :*

Une fois le versant excavé et la topographie du versant obtenue, la construction du tunnel peut être simulée.

Le creusement du tunnel peut être représenté soit par une excavation progressive si on s'intéresse à l'effet de la séquence d'excavation sur les pathologies, soit par une excavation de pleine section. En utilisant un modèle numérique 2D, l'avancement théorique du front de taille est simulé par l'utilisation d'un coefficient de déconfinement ($\lambda$). Ce paramètre permet

de simuler la relaxation progressive des contraintes en paroi de l'excavation et le déconfinement progressif du terrain encaissant.

La prise en compte du taux de déconfinement ($\lambda$) au moment de la pose de la structure de l'ouvrage est une des difficultés de ce type de simulation. En effet aucune mesure de convergence lors des travaux n'a pu être réalisée afin de « caler » le modèle numérique. Ce facteur est donc généralement estimé.

La structure de l'ouvrage est ensuite mise en place. Elle peut être simulée soit par des éléments « poutres » comme nous avons choisi de faire dans nos différentes études, soit par des éléments de volume en leur attribuant les caractéristiques mécaniques d'une structure.
L'utilisation des éléments « poutres » présente l'avantage de limiter les points du modèle représentant la structure. Elle entraîne cependant l'inconvénient de ne pas représenter l'axe neutre séparant la sollicitation en compression de la traction et le comportement associé.
En utilisant des éléments de volume, il est possible d'enregistrer la contrainte orthoradiale (en compression ou traction) au niveau de l'intrados et de la comparer aux mesures de contraintes effectués.

Les caractéristiques mécaniques de la structure sont généralement sujettes à une forte variabilité des valeurs. La fissuration, l'altération du mortier ou sa proportion par rapport aux moellons sont autant de facteurs difficiles à apprécier et cependant ayant une incidence sur les caractéristiques mécaniques de l'ouvrage. Les mesures de vérins-plats et les relevés des avaries peuvent servir pour adapter les caractéristiques mécaniques.

L'interaction sol-structure peut être prise en compte en utilisant des éléments d'interfaces au niveau de l'extrados du tunnel. Elle peut également être caractérisée par une frange de terrain endommagé au voisinage de la zone excavée de l'ouvrage. Dans ces deux cas, les caractéristiques mécaniques C et $\varphi$ définies sont inférieures à celles du terrain encaissant.

*d) Evolution du modèle :*

Une fois la structure du modèle mise en place, il faut analyser l'évolution de l'ouvrage soumis à l'instabilité de versant. Cette phase d'étude peut être variable en fonction des facteurs d'influence mis en évidence lors de la rétro-analyse d'étude de cas.

Les principaux facteurs influençant les déplacements du mouvement de versant et ayant cours après la construction ont été résumés à la Figure 204.

Pour les principaux facteurs influençant le mouvement de versant, nous allons décrire leurs influences supposées sur les résultats.

- *L'altération et l'héritage post-glaciaire :*

L'altération du massif encaissant associée à une réduction des caractéristiques mécaniques des formations, favorise les déplacements et réduit la stabilité du massif du fait de la réduction de la résistance au cisaillement mobilisable par le massif encaissant.

- *L'érosion en pied de versant :*

L'érosion en pied du versant au cours du temps entraîne une accélération des déplacements. Cette érosion est généralement provoquée par une remobilisation et un entraînement des matériaux par une rivière ou la mer.

Au niveau de l'ouvrage, la diminution de la stabilité du versant, au cours du temps, induit une augmentation des déplacements et des efforts sur la structure jusqu'à la rupture.

Si aucune action de confortement contre l'érosion en base du versant n'est prise, alors l'évolution naturelle du versant tend à déformer la section du tunnel jusqu'à la ruine de l'ouvrage.

- *Les précipitations intenses et pluri-saisonnières cumulées :*

Les cycles saisonniers de précipitation conduisent à un rechargement progressif de la nappe de versant. Sa prise en compte au niveau d'un modèle numérique nécessite d'avoir

caractérisé les formations qui sont le siège d'un écoulement. Il faut notamment déterminer les perméabilités des formations et disposer d'un suivi piézométrique du versant.

La prise en compte d'une remontée de la nappe de versant conduit normalement à une accélération des déplacements et des déformations au sein du massif et également à l'ouverture plus importante des fissures déjà présentes dans la structure. Au contraire, lors des périodes sèches, on peut s'attendre à une diminution de l'ouverture des fissures dans la structure, accompagnée d'un ralentissement des mouvements au sein du massif.

- *Les séismes :*

La considération de l'influence de séismes au sein de versant est généralement associée à l'étude des effets de site d'origine géologique et d'origine topographique. Ils peuvent avoir une incidence sur la déstabilisation du versant mais également sur le développement de pathologies dans la structure.

On peut s'attendre à un endommagement important des ouvrages proches de la surface du versant et également des ouvrages creusés dans un encaissant peu résistant.

L'ensemble de cette méthodologie d'analyse de ce type d'ouvrage soumis à différentes instabilités de versant est un guide général pour analyser les processus et leurs conséquences sur l'ouvrage. Il faut garder à l'esprit le fait qu'une bonne description des pathologies affectant l'ouvrage donne des indications sur l'instabilité (direction, cinétique…).

Le confortement de l'ouvrage peut être une solution provisoire afin de pérenniser l'ouvrage. Il convient évidement de bien traiter le ou les facteurs de déclenchement et de réactivation des mouvements.

# Chapitre 6. Conclusion générale et perspectives

Le travail présenté dans cette thèse est réalisé dans le contexte de mouvements de versant et des dommages récurrents sur des tunnels anciens. L'analyse bibliographique a permis tout d'abord d'établir les critères d'analyse permettant de distinguer les différents types d'instabilités de versant et leurs cinétiques ainsi que leurs facteurs de prédisposition, de préparation et de déclenchement. Dans la plupart des cas, les versants naturels sont affectés par des instabilités multiples à des échelles différentes de temps et d'espace et correspondant à des cinétiques variées.
L'analyse des différents contextes du versant est donc nécessaire au préalable afin de déterminer les facteurs de déclenchement ou de réactivation des instabilités de ces versants. Dans le cas des tunnels en versant nous avons tendance à sous-estimer le fait que la structure construite est solidaire de son environnement. Il faut alors analyser cet ensemble tunnel / massif encaissant pour comprendre le comportement de l'ouvrage et son évolution dans le temps.

L'objectif principal de cette étude est d'apporter une contribution à la compréhension des interactions géomécaniques entre des instabilités de versants et des ouvrages tout spécialement pour différencier ce qui peut relever du seul vieillissement rhéologique de l'ouvrage et ce qui résulte de l'évolution couplée ouvrage/versant. Les rétro-analyses d'études de cas ont permis de tirer des enseignements sur les dommages fréquemment identifiés suivant les orientations respectives de l'ouvrage et de l'instabilité du versant. Les principaux facteurs d'influence importants à considérer dans le cas d'une interaction entre un ouvrage et une instabilité de versant ont été étudiés au travers d'une série d'approches numériques paramétriques. Ces dernières ont permis de tirer des enseignements dans les rétro-analyses d'études de cas permettant d'expliquer le comportement et les pathologies identifiés.

Les études numériques paramétriques ont concerné uniquement le cas général d'un tunnel longeant le versant sous une faible couverture avec un mouvement de versant transversal à l'axe de l'ouvrage.

Les résultats obtenus à partir des études présentées dans ce manuscrit sont résumés :

1. La situation de l'ouvrage dans le versant affecte fortement l'interaction de l'ouvrage avec l'instabilité de versant. Dans le cas d'un tunnel creusé dans un massif meuble, proche d'un état instable (modèle numérique A), l'ouvrage situé à une distance de 1,5D de la surface du versant, à proximité de la base du versant, correspond à la situation la plus critique vis-à-vis de l'interaction entre l'ouvrage et l'instabilité de versant. Cette situation n'est pas celle qui est associée aux plus fortes sollicitations de la structure, lesquelles augmentent lorsque l'ouvrage s'écarte de la surface du versant. Elle correspond cependant à la situation où l'endommagement du massif encaissant et la déstabilisation du versant entraînent des déplacements de l'ouvrage plus importants.
   Dans le cas d'un tunnel construit dans le rocher, au sein d'un versant subissant une décompression lente (modèle numérique B), la déstabilisation du versant augmente à mesure que l'ouvrage se rapproche de la surface du versant.

2. Outre l'étude de la situation de l'ouvrage dans le versant, les études numériques paramétriques ont cherché à identifier, d'une part le rôle des facteurs relatifs aux caractéristiques géomorphologiques du versant, d'autre part le rôle des dispositions constructives de l'ouvrage.
   Il apparaît que les facteurs relatifs aux caractéristiques géomorphologiques et d'évolution naturelle du versant sont particulièrement importants. La bonne réalisation soignée de travaux de construction de l'ouvrage influence également de manière significative les résultats.

3. La prise en compte d'un état de contrainte d'origine tectonique semble influencer grandement les déplacements, les déformations et les efforts enregistrés dans la

structure du tunnel. Lorsque l'état de contrainte est d'origine tectonique les résultats numériques varient énormément et l'endommagement de la structure de l'ouvrage est plus prononcé. En absence de mesures de l'état de contrainte au voisinage d'un tunnel en situation de versant, l'analyse du contexte tectonique régional au niveau d'un site d'étude est essentielle. Elle permet de préciser l'état de contrainte initial qui joue un rôle très important dans les résultats numériques.

4. Le fluage et l'héritage post-glaciaire de nombreux versant peuvent expliquer en partie le comportement et l'état actuel de nombreux ouvrages. Ces phénomènes n'étaient jusqu'alors généralement pas considérés au vu de leurs cinétiques lentes. Cependant pour de nombreux ouvrages étudiés, en activité depuis plus d'un siècle, même l'évolution lente et différée de ces phénomènes est susceptible de contribuer à déformer et à solliciter l'ouvrage de manière excessive et entraîner des dommages.
   Le soin apporté au creusement de l'ouvrage est particulièrement important sur la déstabilisation du versant induite par le creusement de l'ouvrage. Dans le cas des études numériques tenant compte du temps, le creusement et le phasage des travaux influencent fortement l'interaction entre l'ouvrage et le mouvement de versant. Les études numériques ont montré que la déstabilisation du massif encaissant provoquée par le creusement du tunnel est importante durant cette phase et diminue par la suite pour retrouver une cinétique proche de celle régnant avant la construction. En fonction des caractéristiques et du comportement du massif encaissant et également de la situation de l'ouvrage dans le versant, l'impact du creusement et le retour à une cinétique de mouvement du même ordre de grandeur que celle affectant initialement le versant est plus ou moins rapide.

5. La taille d'un ouvrage influence également l'amplitude de l'interaction entre l'ouvrage et l'instabilité de versant. Plus la dimension de l'ouvrage est importante, plus la déstabilisation du versant est prononcée. En comparant deux ouvrages de taille différente, situés à une même distance de la surface du versant, les résultats ont montré des convergences, des déformations, et des déplacements d'autant plus importants que l'ouvrage est grand.

6. La forme de la section transversale de l'ouvrage influence également l'évolution des efforts, des déplacements et des déformations autour du profil. Les résultats dans le cas numérique A montrent que le changement de rayon de courbure au niveau de la jonction piédroit/radier entraîne de fortes variations angulaires de la direction des efforts, notamment au niveau de la base du piédroit, côté massif. Les résultats obtenus, de même que les conclusions de Sharifzadeh, M., et al., (2013), montrent que la forme de la section transversale influence le comportement de la structure d'autant plus si on considère un état de contrainte initial anisotrope et si le fluage est pris en compte.

7. L'orientation des vecteurs de déplacement du mouvement de versant avant la construction de l'ouvrage influence la localisation des déformations de cisaillement autour de l'ouvrage. Celles-ci sont localisées orthogonalement par rapport à la direction des vecteurs de déplacement du mouvement et sont confondues avec la localisation des fortes convergences sur le profil transversal. Une bonne caractérisation des déplacements au sein du versant peut permettre de prévoir ou d'expliquer les niveaux d'endommagement au sein du massif.

8. L'interception de l'ouvrage par des formations de nature très différente entraîne des convergences en paroi plus importantes au sein des formations meubles. La déstabilisation de l'encaissant y est plus conséquente ce qui induit des déplacements plus critiques de la portion de la structure interceptant ces formations meubles.

En perspective, on peut dire que l'étude de l'interaction entre des ouvrages et des instabilités de versant était jusqu'alors peu étudiée. Elle permet d'ouvrir la voie à un nouvel axe de recherche dans l'analyse des interactions entre des ouvrages anciens et des instabilités de

versant notamment en décomposant les différentes conditions d'interactions. En perspective il s'agit de bien distinguer ce qui relève du seul vieillissement rhéologique de l'ouvrage (matériaux et structure) et ce qui résulte de l'interaction ouvrage / versant instable ou simplement peu stable. Il doit en découler des programmes de maintenance de l'ouvrage et de surveillance de l'ouvrage et du site de versant mieux définis. Après ce travail de thèse, il reste encore des études à compléter notamment sur le comportement hydromécanique des interactions entre des ouvrages et des réactivations ponctuelles ou saisonnières de versants instables. La prise en compte d'éléments d'interfaces entre la structure et le terrain encaissant au niveau des simulations numériques restent à étudier. Des analyses numériques 3D portant sur des conditions d'interactions différentes du cas d'un mouvement de versant strictement transversal à l'axe de l'ouvrage pourraient permettre de compléter l'étude de l'interaction d'un ouvrage avec une instabilité en fonction de la situation de l'ouvrage dans le versant. Le rôle des séismes et de leurs impacts sur l'apparition de dommages sur les structures d'ouvrages en fonction de leurs situations dans le versant est également un nouvel axe de recherche.

Les résultats numériques des rétro-analyses d'études de cas ont montré des résultats très différents du fait du nombre de facteurs à prendre en compte. Il se pose le problème de la représentativité des résultats. Il serait nécessaire d'instrumenter un site dont l'interaction entre une instabilité de versant et un ouvrage est avérée. L'emploi combiné de moyens de télédétection (interférométrie radar) et d'un suivi pluviométrique et piézométrique, avec des mesures dans le temps de déplacements, de déformations et des états de contrainte pourraient permettre de mieux caractériser le comportement du tunnel dans le temps. Ces analyses, bien que coûteuses, permettraient d'affiner la compréhension des phénomènes étudiés et d'adapter en conséquence les programmes de maintenance et de surveillance des ouvrages.

# Bibliographie

La liste bibliographique a été décomposée en différentes catégories afin de permettre au lecteur de retrouver notamment pour les rétro-analyses d'études de cas les sources des documents utilisés.

## Ouvrages imprimés

CETU (2004). Guide de l'inspection du génie civil des tunnels routiers. Lyon : CETU. 92 pages.

CETU (1998). Dossier pilote des tunnels du génie civil - section 1. Lyon : CETU.

Fine, J., (1998). Le soutènement des galeries minières. *Presse de l'école des Mines de Paris*. 305 pages.

ITASCA (2000) - FLAC. User's Manual - FLAC 4.0.

Panet, M., (1979). La mécanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil. *Presse de l'école nationale des Ponts et Chaussés*. 235 pages.

Panet, M., (1995). Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. *Presse de l'école nationale des Ponts et Chaussés*. 178 pages.

Szechy, K., (1970). Traité de la construction des tunnels. *Editions Dunot*. 701 pages.

## Rapports imprimés

AFTES GROUPE DE TRAVAIL N°7. Choix du type de soutènement en galerie - GT7R1F2. 1974.

AFTES GROUPE DE TRAVAIL N°19. Méthode d'auscultation des ouvrages souterrains - GT19R2F1. Janvier-Février 2005.

AFTES GROUPE DE TRAVAIL N°14. Catalogue des désordres en ouvrages souterrains - GT14R7F1. Septembre-Octobre 2005.

Magnien, P., Formation des acteurs de la surveillance des tunnels. Paris, Mai 2007. 138 pages.

Thiaudiere, P., Tunnels anciens - Technique de construction. Paris, Février 1998. 94 pages .

## Cours universitaires imprimés

Cojean, R., (1991). Les mouvements de versant et la stabilité des talus - analyse modélisation, prévention. *Ecole des Mines de Paris - Enseignement spécialisé Géomécanique et Géologie de l'ingénieur*. 99 pages.

## Travaux universitaires

Carnero, I.H. (2007). Analyse comportementale aux éléments finis de la maçonnerie en tant que revêtement des tunnels anciens. Application à la construction des niches de protection de personnel. *Thèse de doctorat, Universitat Politècnica de Catalunya*. 12 Novembre 2007.

Idris, J. (2007). Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains - Méthodes analytiques pour le retour d'expériences et la modélisation numérique. *Thèse de doctorat, INPL.* 23 Octobre 2007.

Malet, J.-P., (2014). A contribution to quantitative landslide hazard assessment: monitoring, modeling and forecast. *Habilitation a diriger des recherches, Université de Strasbourg.* 14 Janvier 2014.

Maréchal, J-C., (1998). Les circulations d'eau dans les massifs cristallins alpins au travers des ouvrages souterrains. Thèse EPFL. Lausanne. 296 pages.

## Articles de périodiques imprimés

AFTES GROUPE DE TRAVAIL N°14, (1989). Special report - Recommendations for the treatment of water inflows and outflows in operated underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology (4)*. 343-407.

Apuani, T., Masetti, M., Rossi, M. (2007). Stress-strain-time numerical modeling of a deep-seated gravitational slope deformation: Preliminary results. *Quaternary Internatio*nal (171). 80-89.

Asakura, T., Kojima, Y., (2003). Tunnel maintenance in Japan. *Tunneling and Underground Space Technolog*y (18). 161-169.

Ashtiani, M. & Palassi, M., Ahmadi, A. (2010). Effect of excavation of tunnels in the convex slopes using distinct element method. *Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering*. 391-394.

Athanasopoulos, S.D., Nomikos, P.P. & Sofianos, A.I. (2012). Burgers rock creep around axisymmetric tunnels. *Harmonising Rock Engineering and the Environment*. 163-168.

Carranza-Torres, C., & Diederichs, M. (2009). Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets. *Tunnelling and Underground Space Technology (24)*. 506-532.

Ceccucci, M., Maranto, G., Mastroviti, G. (2008). The Serre La Voute Landslide (North-West Italy): Results from ten years of monitoring. *Landslides and Engineered Slopes*. 1111-1117.

Corominas, J., Moya, J. (1999). Reconstructing recent landslide activity in relation to rainfall in the Llobregat river basin, Eastern Pyrenees, Spain. *Geomorphology (30). 79-93.*

[24] Crozier, M.J., (1986). Landslides - Causes, consequences and environment. Croom Helm, London. 252 p.

Cruden, D.-M., Krauter, E., Beltran, L., Lefebvre, G., Ter-Stepanian, G., and Zhang, Z.-Y., (1994). Describing landslides in several languages: The multilingual landslides glossary . *Proceedings of 7th International Congress of Engineering Geology*. 1325-1333.

Cruden, D.-M.. & Varnes, D.J., (1996). Landslides types and processes. In: Turner, K. & Schuster, R.L.. *Landslides - investigation and control, special report (247)*. 36-75.

Flageollet, J.-C., (1996). The time dimension in the study of mass movements. *Geomorphology (15)*. 185-190.

Fleurisson, J.-A., Cojean, R., Thenevin, I., (2005). A methodological approach to assessing long term deformation of the excavated rock slopes of the permanent shiplock at the Three Gorges Dam (China). *Géoline 2005*. 10 pages.

Floris, M., Bozzano, F., (2008). Evaluation of landslide reactivation: A modified rainfall threshold model based on historical records of rainfall and landslides. *Geomorphology (94)*. 40-57.

Gao, Y., Jiang, Y., Li, B., (2014). Estimation of effect of voids on frequancy response of mountain tunnel lining based on microtremor method. *Tunnelling and Underground Space Technology (42)*. 184-194.

Gonzalez-Nicieza, C., Alvarez-Virgil, A.E., Menendez-Diaz, A., Gonzalez-Palacio, C. (2008). Influence of the depth and shape of a tunnel in the application of the convergence-confinement method. *Tunneling and Underground Space Technology (23)*. 25-37.

He, W., Wu, Z., Kojima, Y., Asakura, T. (2009). Failure Mechanism of deformed concrete Tunnels subject to diagonally concentrated loads. *Computer Aided Civil Intrastructure Engine*ering (24). 416-431.

Huang, K.P., Wang, T.T., Huang, T.H., Jeng, F.S. (2010). Profile deformation of a circular tunnel induced by ambient stress changes. *Tunneling and Underground Space Technology* (25). 266-278.

Koizumi, Y., Lee, J., Date, K., Yokota, Y. & Yamamoto, T., Fujisawa, K. (2010). Numerical analysis of landslide behavior induced by tunnel excavation. *Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering*. 555-558.

Leroueil, S., Locat, J., Vaunat, J., Picarelli, L., Lee, H., Faure, R., (1996). Geotechnical characterisation of slope movements. *Proceedings of 7th International Symposium on Landslides*. 53-74.

Leroueil, S., (2001). Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *Geotechnique (51)*. 197-243.

Leung, C., Meguid, M.A., (2011). An experimental study of the effect of local contact loss on the earth pressure distribution on existing tunnel linings. *Tunneling and Underground Space Technology* (26). 139-145.

Lin, M.-L., Chung, C.-F., Jeng, F.-S., Yao, T.-C., (2007). The deformation of overburden soil induced by thrust faulting and its impact on underground tunnels. *Engineering Geology* (92). 110-132.

Lourenço, S., Sassa, K., Fukuoka, H., (2006). Failure process and hydrologic response of a two layer physical model: Implications for rainfall-induced landslides. *Geomorphology* (73). 115-130.

Meguid, M.A., Dang, H.K., (2009). The effect of erosion voids on existing tunnel linings. *Tunneling and Underground Space Technology* (24). 278-286.

Ould Baba, H., Peth, S., (2012). Large scale soil box test to investigate soil deformation and creep movement on slopes by Particle Image Velocimetry (PIV). *Soil & Tillage Research* (125). 38-43.

Qin S.Q., Jiao J.J. & Wang S.J., (2001). The predictable time scale of landslides. *Butt. Engineering Geology and Environment (59)*. 307-312.

Runqiu, H., Huabo, X. (2010). Deformation mechanism of a shallow double-arch tunnel in a sloping rock mass. *Bulletin Engineering Geology Environment*. 89-97.

Sandrone, F., Oggeri, C. & Del Greco, O. (2010). Investigation and analysis procedures for tunnel refurbishment. *Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering*. 521-524.

Shrestha, G.L., & Broch, A., (2008). Influences of the valley morphology and rock mass strength on tunnel convergence: with a case study of Kahimiti 1 headrace tunnel in Nepal. *Tunneling and Underground Space Technology (23)*. 638-650.

Sharifzadeh, M., Tarifard, A., Ali-Moridi, M. (2013). Time-dependent behaviour of tunnel lining in weak rock mass based on displacement back analysis method. *Tunneling and Underground Space Technology* (38). 348-356.

Silhàn, K., Pànek, T., Tursky, O., Bràzdil, R., Klimes, J., Kasickovà, L., (2014). Spatio-temporal patterns of recurrent slope instabilities affecting undercut slopes in flysch: A dendrogeomorphic approach using broad-leaved trees. *Geomorphology (213)*. 240-254.

Sulem, J., Guenot A., Panet M., (1987). An analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts (24)*. 155-164.

Usman, M., Galler, R. (2013). Long term deterioration of lining in tunnels. *Rock Mechanics* & Mining Sciences (64). 84-89.

Van Asch, Th.W.J., Malet, J.-P., Van Beek, L.P.H., Amitrano, D., (2007). Techniques, advances, problems and issues in numerical modeling of landslide hazard. *Bulletin de la Société Géologique de France (178).* 65-88.

Varnes, D.-J., (1978). Slope movement types and processes. In: Schuster, R.-L., (eds). *Landslides, analysis and control, special report (176): Transportation research board, National Academy of Sciences, Washington, DC.*. 11-33.

Vaunat, J., Leroueil, S., Faure, R., (1994). Slope movements: a geotechnical perspective. *Proceedings of 7th International Congress of Engineering Geology*. 1637-1646.

Vaunat, J., Leroueil, S., (2002). Analysis of post-Failure slope movements within the framework of hazard and rosk analysis. *Natural Hazards (26)*. 83-109.

Wang, T.T., (2010). Characterizing crack patterns on tunnel linings associated with shear deformation induced by instability of neighboring slopes. *Engineering Geology (115)*. 80-95.

Wang, W.L., Wang, T.T., Su, J.J., Lin, C.H., Seng, C.R., Huang, T.H., (2001). Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi earthquake. *Tunnelling and Underground Space Technology (16)*. 133-150.

Yang, J.S., Zhang, Y.X., Deng, S.J. & Gao, S.J. (2008). Evaluation of excavation sequences of shallow multi-arch tunnel under asymmetrical pressure. *World Tunnel Congress 2008 – Underground Facilities For Better Environment and Safety*. 440-452.

Yang, H., Huang, D., Yang, X., Zhou, X. (2013). Analysis model for the excavation damage zone in the surrounding rock mass of circular tunnel. *Tunneling and Underground Space Technology* (38). 348-356.

Yashima, A., Zhang, F. & Ye, G.L., (2005). Progressive failure of slope due to tunnel excavation and its numerical simulation. *Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2611-2615.

## Documents techniques relatifs aux études de cas :

### - Tunnel d'Anvers :

Barfety, J.-C. et al., (2006). Notice de la carte géologique de Névachia-Bardonecchia-Modane au 1/50000ème. 169 pages.

Brunner, P., (1935). Les chemins de fer aux prises avec la nature alpestre. Revue de géographie alpine Tome 23 n°3. Page 170.

Infoterre.BRGM.fr. (2014). Carte topographique de la commune d'Orelle (73), échelle 1 /25000ème.

Infoterre.BRGM.fr. (2014). Carte géologique au 1/50000ème de la commune d'Orelle (73).

ITFF (2011). Résumé historique de l'évolution tunnelière – De la barre à mine. Inventaire des tunnels ferroviaires en France. 27 pages.

Géoportail.gouv.fr (2014). Carte la localisation géographique du site d'étude.

Géoportail.gouv.fr (2014). Photographie aérienne permettent la localisation du tunnel au sein du versant.

Gidon, M., (2011) Atlas géologique des Alpes Françaises – Zone Briançonnaise. Site internet géol-alp.com.

Jenny, G., (2010) Chambéry une gare pour les voyageurs, un départ pour les locomotives, une histoire. Ouvrage, page 38.

Thiaudière, P., (2008). Dossier d'inspection visuelle du tunnel d'Anvers. Rapport interne SNCF IGOA TU. 49 pages.

- **Tunnel de St-Marcel :**

Debelmas, J., et al., (1989). Carte géologique et notice explicative de Moûtiers au 1/50000ème (751). 53 pages.

Infoterre.BRGM.fr. (2014). Carte topographique de la commune de St-Marcel (73), échelle 1 /25000ème.

Infoterre.BRGM.fr. (2014). Carte géologique au 1/50000ème de la commune de St-Marcel (73).

Gidon, M., (2014) Atlas géologique des Alpes Françaises – Zone Tarantaise. Site internet géol-alp.com.

Thiaudière, P., (2008). Compte rendu de visite du tunnel de St-Marcel du 25/11/2008. Rapport interne SNCF IGOA TU. 9 pages.

- **Tunnel de la Madeleine :**

Barbier, R., (1948). Les zones ultra-dauphinoise et sub-briançonnaise entre l'Arc et l'Isère. Carte et notice de carte géologique au 1/50000ème (751). 43 pages.

CETE Lyon, (1993). LGV Lyon-Turin – Secteur Saint-Arc et Sainte-Marie-de-Cuines – Versant rive droite de l'Arc et le pont de la Madeleine. Rapport interne du Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement de Lyon.

CETE Lyon, (1984). Ligne SNCF entre Culoz et Modane – Tunnel de la Madeleine – Essais au vérin plat. Rapport interne du Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement de Lyon.

Gidon, M., (2014) Atlas géologique des Alpes Françaises – Zone de Montpascal, Montvernier. Site internet géol-alp.com.

Infoterre.BRGM.fr. (2014). Carte topographique de la commune de Montvernier (73), échelle 1 /25000ème.

Infoterre.BRGM.fr. (2014). Carte géologique au 1/50000ème de la commune de Montvernier (73).

SNCF, (1978). Compte rendu de visite du 5 avril 1978. Rapport interne de la SNCF. 3 pages.

SNCF, (1983). Rapport de visite et de synthèse. Rapport interne de la SNCF. 12 pages.

Stefan, G., Desparmet, A., (1978). Note de synthèse des travaux de sondages en tunnels de SIMECSOL – Tunnel de la Madeleine. 11 pages.

Thiaudière, P., (2008). Compte rendu de la visite du 17 mars 2008. Rapport interne de la SNCF. 13 pages.

- **Tunnel de Mari :**

Infoterre.BRGM.fr. (2014). Carte régionale de la région de Menton (06), échelle 1 /25000ème.

Geoportale Nationale. (2014). Carte topographique de la commune de Vintimille, échelle 1 /25000ème.

Merlin, D., (1981). Note de synthèse de la campagne d'investigation. Rapport interne de SIMECSOL. 21 pages.

Fondasol, (1983). Rapport de synthèse de la campagne d'investigation. Rapport interne de FONDASOL. 14 pages.

SNCF, (1979). Relevé d'avaries des ouvrages V1 et V2 du tunnel de Mari. Planche de relevé. 2 planches.

SNCF, (1981). Rapport de synthèse et procès verbal de visite de l'ouvrage. Rapport interne du tunnel de Mari. 8 pages.

SNCF, (1984). Relevé d'avaries des ouvrages V1 et V2 du tunnel de Mari. Planche de relevé. 2 planches.

SNCF, (1987). Rapport de synthèse et procès verbal de visite de l'ouvrage. Rapport interne du tunnel de Mari. 5 pages.

SNCF, (1988). Rapport de synthèse et procès verbal de visite de l'ouvrage. Rapport interne du tunnel de Mari. 5 pages.

Julian, M., Rossi, G., (1971). Recherches géomorphologiques dans la région de Sospel (Alpes-Maritimes). *Extrait de la revue de géographique alpine Tome 59 n°4*. 543-564.

- **Tunnel de l'Encombrouze :**

Barbier, R., Debelmas, J., (1966). Réflexions et vues nouvelles sur la zone subbriançonnaise au Nord du Pelvoux (Alpes occidentales). *Travaux du laboratoire de géologie de la faculté des sciences de Grenoble, tome 42*. p.97-107.

Barféty, J-C., (1968). Importance des failles et des glissements superficiels dans le massif de Montbrison et ses environs Briançon (Hautes Alpes). *Travaux du laboratoire de géologie de la faculté des sciences de Grenoble, tome 44.* p.49-54.

Blanchet, F., Moret, L., (1924). Le problème du Crétacé dans les zones intra-alpines : les « marbres en plaquettes » des environs de Guillestre, leur âge, leur caractère transgressif. *Extrait des Comptes rendus des séances de l'Académie des Sciences, tome 178.* p.1598.

BRGM, (1968) (a). Carte géologique de la France à l'échelle 1/50000, feuille de Guillestre (N° 847). *Notice de Debelmas, J., Lemoine, M.*,. 21 pages.

BRGM, (1968) (b). Carte géologique de la France à l'échelle 1/50000, feuille de Briançon (N° 823). *Notice de Barfety, J.-C., Lemoine, M., De Graciansky, J.-C., Tricart, P., Mercier, D.,*. 180 pages.

BRGM, (1969). Carte géologique de la France à l'échelle 1/80000, feuille de Briançon (N° 189). *Notice de Lemoine, M.,*. 15 pages.

BRGM, (2009). Système de failles de Serenne et de la Haute-Durance (Hautes-Alpes) : évaluation de l'aléa sismique. *Rapport final BRGM/RP-57659-FR*. 162 pages.

Cojean, R., (2008). Note sur le tunnel de l'Encombrouze (Hautes-Alpes) – Analyse du contexte géologique et géomorphologique. *Rapport d'expertise*. p.1-14.

COYNE & BELLIER, (1978). Campagne de mesures de contraintes dans la structure de l'Encombrouze par la méthode du vérin plat. *Rapport d'étude géotechnique commandé par la SNCF.* 24 pages.

Chapelard, M., (1978). Etude géologique et géotechnique des tunnels de l'Encombrouze et de Saint Hippolyte. *Rapport d'expertise*. 22 pages.

Debelmas, J., (1942). Conceptions nouvelles dur la structures de la zone intra-alpine du Sud : Les montagnes entre Vallouise et Guillestre. *Revue de géographie alpine, tome 42.* 268 pages.

Debelmas, J., (1954). Conceptions nouvelles dur la structures de la zone intra-alpine du Sud : Les montagnes entre Vallouise et Guillestre. *Revue de géographie alpine, tome 42 N°2*. p.211-222.

Debelmas, J., (1955). Les zones subbriançonnaise et Briançonnaise occidentale entre Vallouise et Guillestre. *Mémoires pour servir à l'explication de la carte géologique détaillée de la France*. 159 pages.

Fenart, P., (2007). Tunnel de l'Encombrouze – Approche des dynamiques de glissement de versant sur le site de la Vignette. *Rapport d'expertise*. 63 pages.

Fenart, P., (2008). Tunnel de l'Encombrouze – Campagne de prospection géophysique du versant de la Vignette. *Rapport d'expertise*. 33 pages.

Gidon, M., (2014). L'argentière-la-Bessée – vallée de la Durance aux abords de la confluence avec la Gyronde. *Extrait du site internet GEOL-ALP (http://www.geol-alp.com)*.

Gignoux, M., Moret L., (1938). Description géologique du bassin supérieur de la Durance. *Extrait des procès-verbaux de la société scientifique du Dauphiné série 5, tome 68*. p.409-415.

HYDROGEOTECHNIQUE, (2006). Campagne d'essais au vérin plat. *Rapport d'étude géotechnique G0+G11 commandé par la SNCF*. 21 pages.

Magnien, P., (2008). Tunnel de l'Encombrouze. *Note de sythèse interne de la SNCF*. 10 pages.

Penck, A. & Brückner, E., (1905). Les glaciations des Alpes du Sud. *Traduction du livre « Die Alpen im eiszeitalter » par Arbos, P.*,. p.21-71.

SIMECSOL, (1980). Dossier d'une campagne de reconnaissance (carnet de sondages et album photographique). *Rapport d'étude géotechnique commandé par la SNCF*. 48 pages.

SOL PROVENCAL, (2002). Dossier d'une campagne de reconnaissance (Note de synthèse, carnet de sondages et album photographique). *Rapport d'étude géotechnique commandé par la SNCF*. 129 pages.

SEFI, S.A., (1977). Rapport de reconnaissances. *Rapport d'étude géotechnique commandé par la SNCF*. 26 pages.

SNCF, (1975). Fiche signalétique du tunnel de l'Encombrouze. *Document technique interne de la SNCF*. 1 page.

SNCF, (1979). Carte topographique à l'échelle 1/1000 du versant de la Vignette. *Document technique interne de la SNCF.* 1 page.

SNCF, (2002). Procès verbal d'inspection détaillée des avaries de la structure de l'Encombrouze. *Document technique interne de la SNCF.* 1 page.

SNCF, (2007) (a). Procès verbal d'inspection détaillée des avaries de la structure de l'Encombrouze. *Document technique interne de la SNCF.* 1 page.

SNCF, (2007) (b). Rapport technique des mesures de convergences de la structure de l'Encombrouze. *Document technique interne de la SNCF.* 12 pages.

SNCF, (2012). Rapport technique des mesures de convergences de la structure de l'Encombrouze. *Document technique interne de la SNCF.* 31 pages.

SPIE, (1967). Rapport de reconnaissances. *Rapport d'étude géotechnique commandé par la SNCF*. 25 pages.

Tricart, P., Bouillin, J-P., Dick, P., Moutier, L., Xing, C., (1996). Le faisceau de failles de la haute-Durance et le rejeux distensif du front briançonnais au SE du Pelvoux (Alpes occidentales). *Extrait des Comptes rendus des séances de l'Académie des Sciences, tome 323 série II a*. p.251-257.

# Publications issues de la thèse

Les résultats obtenus au cours de cette recherche ont fait l'objet de plusieurs présentations et d'une publication dont la liste est donnée ci-dessous :

### ***Article :***

Causse, L., Cojean, R., Fleurisson, J.-A., (2014). Interaction between tunnel and unstable slope – Influence of time-dependent behavior of a tunnel excavation in a deep-seated gravitational slope deformation. *Tunnelling and Underground Space Technology*. (soumis, en cours de révision)

### ***Communications orales :***

Causse, L., Cojean, R., Fleurisson, J.-A., (2013). Tunnels anciens en contexte de versant instable – Mécanismes d'instabilités et pathologies des ouvrages – Le cas du tunnel de l'Encombrouze (France). *Conférence Franco-Vietnamienne,* CIGOS Avril 2013, Lyon.

Causse, L., Cojean, R., Fleurisson, J.-A., (2013). Analyse de l'influence du creusement d'un tunnel au sein d'un versant instable subissant un mouvement gravitaire profond. *Journées aléa gravitaire,* JAG Septembre 2013, Grenoble.

Causse, L., Cojean, R., Fleurisson, J.-A., (2014). Interactions between tunnels and unstable slopes – Role of excavation. *XII International Association for Engineering Geology and the Environment,* IAEG Septembre 2014. Turin.

**MINES ParisTech**
**Centre de Géosciences**
**35 rue Saint-Honoré 77305 Fontainebleau**

# Glossaire

D'après (CETU, 1998 ; Thiaudière, P., 1998 ; CETU, 2004 ; Magnien, P., 2007)

**Abattage :** opération d'excavation de la section utile de l'ouvrage, entraînant la formation de déblais, lesquels sont enlevés lors du marinage.

**Anneaux :** surface d'un ouvrage comprise entre deux sections transversales.

**Blindage :** structure (bois, métallique) s'appuyant sur des cintres et permettant d'étayer les parois instables de l'excavation.

**Boisage :** structures de soutènement provisoire en bois généralement utilisées pour les petites sections et précédant la construction de la maçonnerie. La charpente peut être constituée de bois résineux (pin, sapin), de bois blancs (hêtre, aulne, bouleau) ou de bois durs (frêne, châtaignier, hêtre, orme, acacia, chêne). Ces différentes essences diffèrent quant à leurs résistances mécaniques et leur propension à la décomposition.

**Blocage :** matériau mis en place au niveau du vide annulaire entre l'extrados du soutènement et la surface excavée, permettant d'assurer la liaison de la structure avec le terrain encaissant.

**Calotte :** partie supérieure et centrale de la voûte. La partie de la voûte située entre la calotte et les piédroits est appelée rein.

**Confinement :** phénomène entraînant une augmentation de l'état de contrainte dans la structure de l'ouvrage et permettant d'assurer la stabilité de l'excavation.

**Convergence :** désigne le phénomène des déplacements en paroi de l'ouvrage conduisant à réduire la section utile de l'excavation.

**Cintre :** structure généralement métallique, permettant le confortement, soit de la structure maçonnée dans un contexte de confortement, soit du terrain encaissant.

**Clavage :** partie de la structure de revêtement désignant la réunion de deux parties de la structure construites indépendamment.

**Clé de voûte :** intersection de l'axe de symétrie vertical longitudinal de l'ouvrage avec la voûte.

**Décompression :** phénomène qui accompagne la modification de l'état de contrainte dans le terrain encaissant au voisinage de l'ouvrage. Le volume de terrain endommagé s'accompagne de l'apparition de fissures ou micro-fissures dans les roches.

**Déconfinement :** phénomène correspondant à la diminution de l'état de contrainte en paroi de la cavité.

**Demi-section :** méthode de construction d'un tunnel en plusieurs phases décalées dans l'espace et dans le temps.

**Déroctage :** action de creusement préalablement à l'évacuation des déblais.

**Désaffleurement :** décalage de niveau laissant apparaître une discontinuité dans la structure.

**Extrados :** surface extérieure du revêtement.

**Gabarit :** contour géométrique d'une section transversale qui doit être maintenue libre et permettant d'éviter tout obstacle afin de laisser la libre circulation des trains.

**Galerie de faîte :** partie supérieure et centrale de la galerie excavée.

**Harpe de liaison :** jonction oblique de 2 anneaux de la maçonnerie construits successivement.

**Intrados :** surface intérieure du revêtement.

**Marinage :** action d'évacuation du marin, ou déblai, lors de l'excavation d'un tunnel.

**Maçonnerie « assisée » :** agencement des moellons de même hauteur en lits formant une couche horizontale.

**Maçonnerie en « opus incertum » :** agencement des moellons de section polygonale à 5-6 côtés, de dimensions et de formes irrégulières.

**Moellons :** blocs de pierre de natures lithologiques, de formes et de dimensions variées. Liés ensemble par des joints, ils constituent ensemble une structure maçonnée.

**Moellons ordinaires :** moellon de moins de 40 kg et de dimensions supérieures à 10 cm.

**Moellons smillés :** caractéristique associée à la taille grossière des moellons ou aux traces de hachettes permettant d'enlever les parties tendres ou altérées selon les lits, joints et têtes de chaque moellon.

**Naissances :** niveau de raccord entre la voûte et les piédroits.

**Nu :** surface désignant la paroi de la section excavée.

**Piédroits :** partie verticale à faiblement inclinée et faiblement incurvée située au dessous des naissances.

**Pleine-section :** méthode de construction d'un tunnel en une seule passe de la totalité de la section de l'ouvrage.

**Radier :** portion du revêtement constituant la base de l'ouvrage et réunissant les piédroits.

**Radier contre-vouté :** portion de la structure présentant un rayon de courbure avec le point le plus bas de la structure situé dans l'axe de symétrie vertical de l'ouvrage.

**Rampe :** pente d'une voie de communication.

**Reins :** au niveau de la voûte, zones intermédiaires entre la calotte et les naissances.

**Revêtement :** structure de l'ouvrage comprise entre le nu de l'excavation et la section nette « utile » de l'ouvrage. Elle permet d'assurer la stabilité à long terme de l'ouvrage et l'étanchéité.

**Section :** représentation de l'ouvrage selon le plan transversal.

**Section divisée :** méthode de construction consistant à la réalisation de plusieurs galeries de faibles sections et dont le soutènement et revêtement constituent une part de la section totale excavée.

**Soutènement :** matériaux (bois, cintres métalliques) assurant la stabilité de l'excavation à court terme.

**Stross :** volume de terrain à excaver, situé dans la demi-section inférieure et compris entre le radier et la ligne des naissances et entre les piédroits.

**Tranchée couverte :** structure remplaçant le creusement d'un tunnel peu profond. Elle correspond en une fosse qui est ensuite recouverte.

**Tympan :** mur vertical à l'extrémité d'un ouvrage souterrain.

**Vide annulaire :** espace situé entre l'extrados de la structure et la paroi de l'excavation.

**Voûte :** portion supérieure du revêtement d'un tunnel, de forme concave et cintrée et située au dessus des naissances.

## *Annexe 1.1 – Contexte morphologique du versant de la Vignette :*

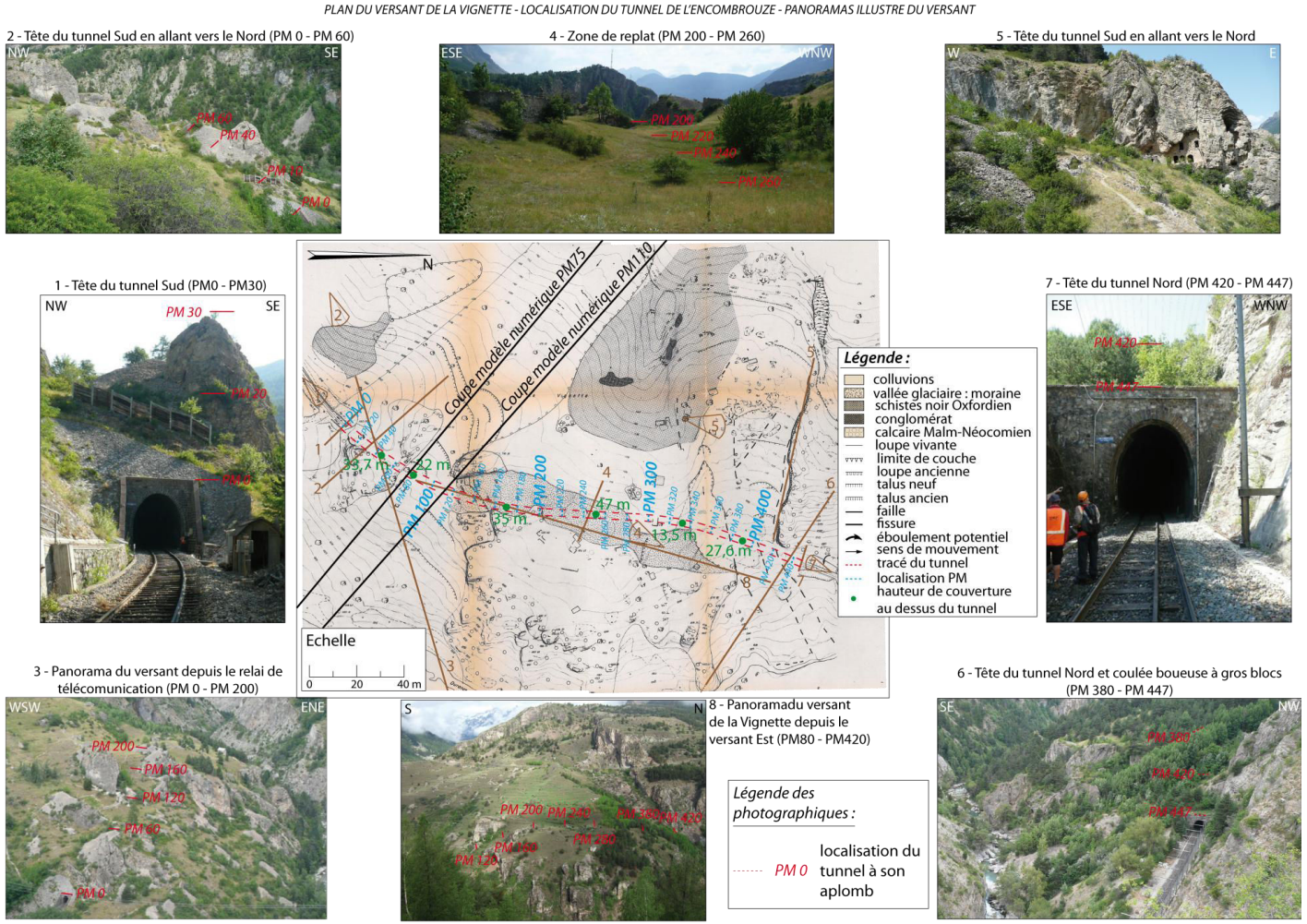



**Figure 206.** Carte topographique du versant de la Vignette – Panoramas illustrés du versant

# *Annexe 1.2 – Contexte géologique du versant de la Vignette :*

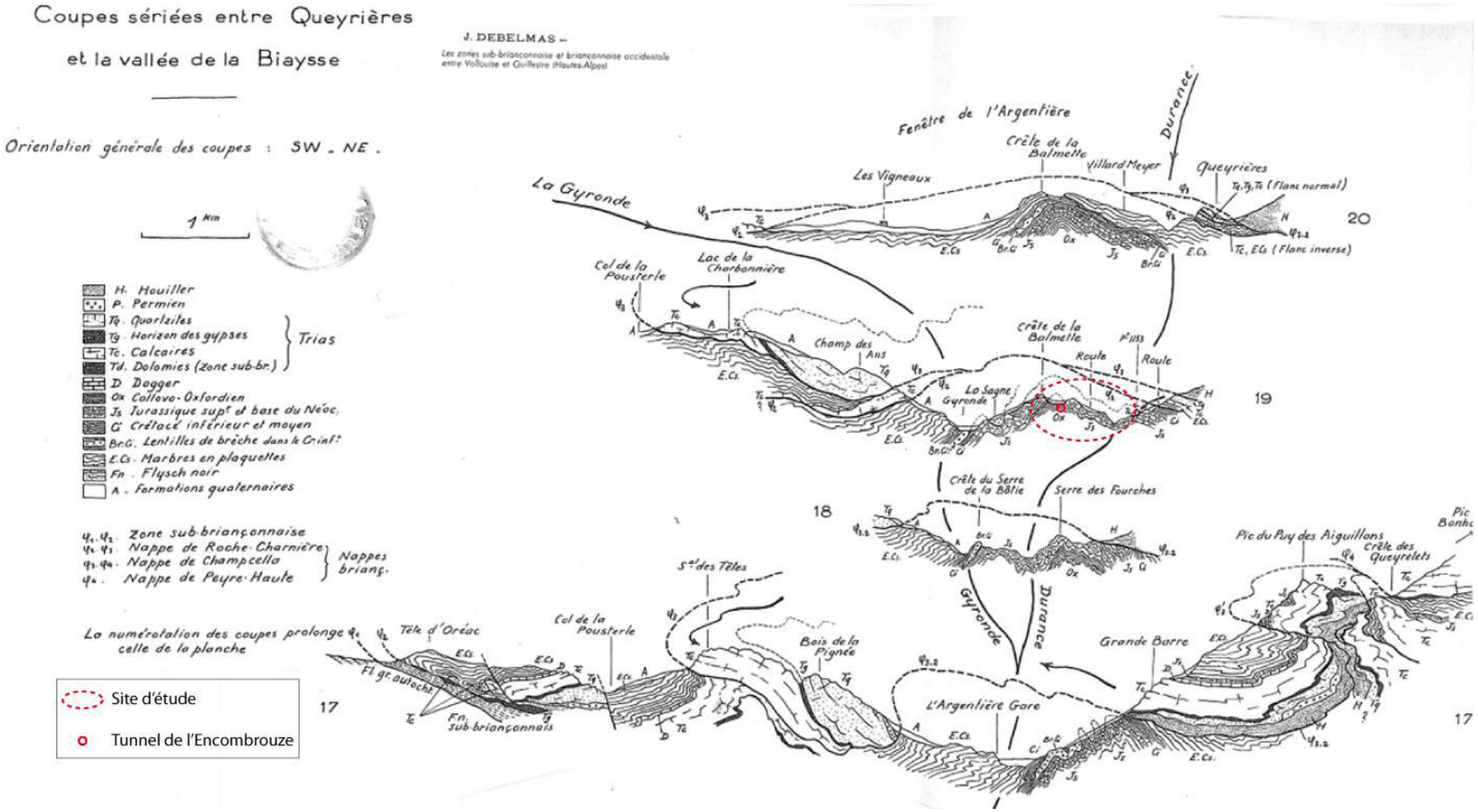



**Figure 207.** Coupes sériées dans la zone d'étude de la demi-fenêtre de l'Argentière (Debelmas., J., 1955)

# *Annexe 1.3 – Caractéristiques particulières du site :*

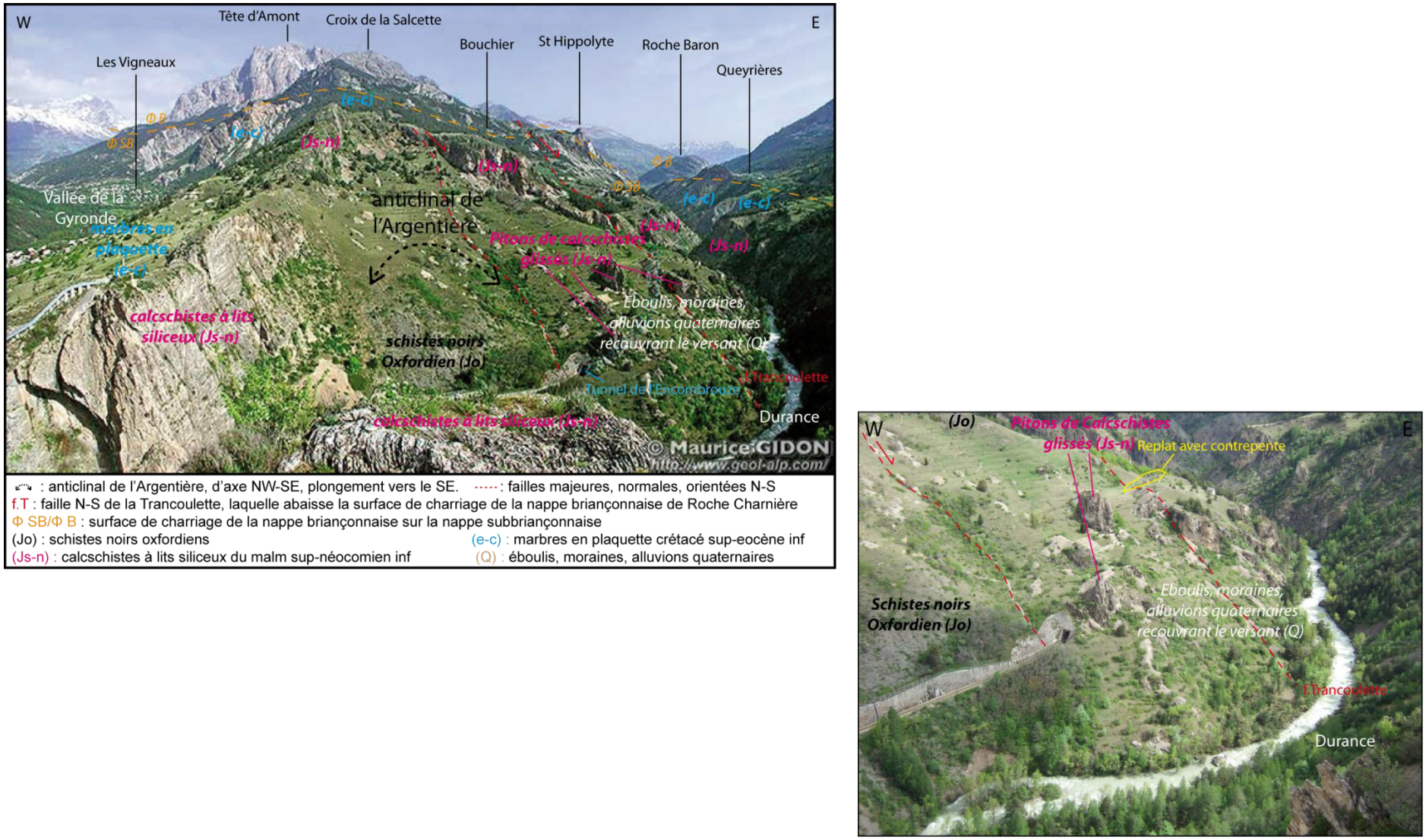






**Figure 208.** Panoramas illustrés du versant de la Vignette (d'après Gidon, M., 2014)

## Analyse et modélisation des interactions géomécaniques entre tunnels anciens et versants instables

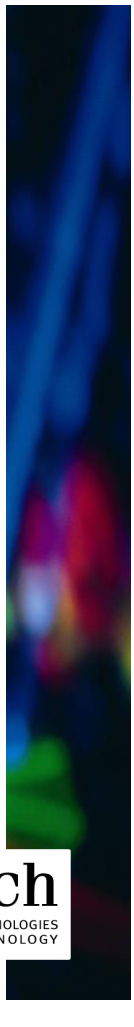
**RESUME :** Les instabilités de versants sont en partie responsables de l'apparition de désordres ou de la réactivation de désordres antérieurs dans les structures de tunnels anciens de faible profondeur. Il est cependant nécessaire de bien comprendre ce qui résulte de ces contextes d'interaction et ce qui peut être dû au seul vieillissement rhéologique de ces structures anciennes. Les rétro-analyses réalisées ont conduit ainsi à considérer différentes situations de tunnels entrant dans un versant : tunnel entrant perpendiculairement dans le versant (tête de tunnel), tunnel oblique par rapport au versant, ou tunnel longeant le versant sous une faible couverture. Les pathologies identifiées dans la structure de ces ouvrages varient en fonction de ces situations. Dans cette thèse, différents mécanismes d'instabilités responsables de dommages récurrents ont été étudiés dans le cas d'un tunnel longeant un versant. Pour cela, une partie de la recherche s'est intéressée aux facteurs d'influence à travers une série d'approches numériques paramétriques. Certaines sont relatives à l'altitude du tunnel dans le versant et à sa distance par rapport à la surface libre du versant. Puis sont mis en évidence des facteurs d'influence relatifs aux caractéristiques géomorphologiques du versant et à son évolution naturelle ainsi que des facteurs relatifs à la méthode de construction de l'ouvrage. Dans une seconde partie, des rétro-analyses d'étude de cas ont permis de caractériser différents contextes d'interactions et les pathologies des tunnels anciens concernés. Des simulations numériques ont été réalisées afin d'illustrer le comportement de ces ouvrages et d'expliquer les pathologies identifiées. Enfin dans une troisième partie, une méthodologie d'analyse des différents contextes d'interaction entre tunnels anciens et versants instables a été établie, conduisant à redéfinir le concept de zone d'influence géotechnique dans ce type de situation.

**Mots-clés :** versants instables, tunnels, pathologies, simulations numériques, études paramétriques, interaction ouvrage-terrain, zone d'influence géotechnique (ZIG).

## Analysis and modelling of geomechanical interactions between old tunnels and unstable slopes

**ABSTRACT :** The slope instabilities are partly responsible for the appearance of disorders or reactivation of previous disorders in old shallow tunnel structures. However, it is necessary to understand what results from these interaction contexts and what is due solely to rheological aging of these old structures. Retro-analyzes have led to the consideration of different situations of tunnels entering a hillslope : tunnel entering a slope (tunnel head), tunnel oblique to the slope or shallow tunnel parallel to the slope. Identified pathologies of structures vary depending on these situations. In this thesis, different mechanisms responsible for damage to structures were studied in the case of a shallow tunnel parallel to a slope. For this, a part of the research has focused on the influence factors through a series of parametric numerical approaches. Some are related to the elevation of the tunnel in the slope and its distance from the free surface of the slope. Then are highlighted influencing factors related to geomorphological characteristics of the hillslope and its natural evolution as well as factors related to the construction method of the tunnel. In the second part, case study back-analyzes have characterized different contexts of interaction and pathologies of old tunnels concerned. Numerical simulations were performed to illustrate the behaviour of these structures and explain tunnel lining damages. Finally in the third part, a methodology for analyzing different contexts of interaction between old tunnels and unstable slopes has been established, leading to redefine the concept of geotechnical influenced zone in this situation..

**Keywords :** unstable slopes, tunnels, pathologies, numerical simulations, parametric studies, tunnel-ground interactions, geotechnical influenced zone (ZIG).



MINES ParisTech

ParisTech
INSTITUT DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES
PARIS INSTITUTE OF TECHNOLOGY