



HAL
open science

Mesure et modélisation des contraintes naturelles dans un massif rocheux alpin. Effets de la topographie, de l'anisotropie et des contraintes tectoniques; application au projet de tunnel Maurienne-Ambin.

Bertrand Mayeur

► **To cite this version:**

Bertrand Mayeur. Mesure et modélisation des contraintes naturelles dans un massif rocheux alpin. Effets de la topographie, de l'anisotropie et des contraintes tectoniques; application au projet de tunnel Maurienne-Ambin.. Géologie appliquée. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 1999. Français. NNT: . tel-00644735

HAL Id: tel-00644735

<https://theses.hal.science/tel-00644735>

Submitted on 25 Nov 2011

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.

Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier.

Titre : Mesure et modélisation des contraintes naturelles dans un massif rocheux alpin. Effets de la topographie, de l'anisotropie et des contraintes tectoniques ; application au projet de tunnel Maurienne-Ambin.

Auteur : Bertrand Mayeur

Etablissement : Lirigm (Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche Impliquant la géologie et la Mécanique), Grenoble

Résumé :

Le projet de tunnel de base Maurienne-Ambin, qui traversera les Alpes sur plus de 50 km de longueur et sous un recouvrement de terrain atteignant au maximum 2500 m, pose le problème de la prévision des états de contraintes naturelles dans les massifs rocheux ; le comportement du rocher pendant l'excavation aussi bien que la stabilité de l'ouvrage en dépendent. Pour étudier cette question complexe, nous avons eu recours à plusieurs approches complémentaires.

Il s'agit tout d'abord d'une étude en laboratoire du comportement mécanique du gneiss d'Ambin, visant en particulier à quantifier précisément son anisotropie élastique ; c'est dans cette roche que le recouvrement sera maximal, et donc la prévision de contraintes particulièrement importante.

Nous avons ensuite interprété une série de mesures de contraintes in-situ réalisées dans quinze forages de reconnaissance à la cote du futur tunnel, essentiellement par la méthode des tests hydrauliques sur fractures préexistantes (méthode HTPF).

Nous avons enfin évalué, avec l'aide de la modélisation numérique, le poids relatif des différents paramètres influant sur l'état de contraintes naturel : la topographie, l'anisotropie élastique des roches et la tectonique.

Il ressort de cette étude que dans le secteur concerné par le tunnel Maurienne-Ambin, la tectonique combinée à la topographie semble être le facteur prédominant, qui explique une bonne partie des observations de terrain. L'anisotropie des roches comme le gneiss d'Ambin, dont le rapport des modules élastiques est proche de 1.5, n'est qu'un paramètre de second ordre, mais il influe tout de même sur les valeurs et les orientations des contraintes principales.

Mots-clés : Contraintes naturelles – tunnel – Alpes – micaschistes – compression triaxiale – méthode HTPF – modélisation numérique – topographie – tectonique – anisotropie.

Bertrand MAYEUR - Mesure et modélisation des contraintes naturelles dans un massif rocheux alpin (1999)



Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche
Impliquant la Géologie et la Mécanique

THESE

présentée par

Bertrand MAYEUR

Ingénieur de l'Ecole Centrale Paris

pour obtenir le titre de **DOCTEUR**

DE L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER – GRENOBLE I

(Arrêtés ministériels du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

Spécialité : Géophysique – Géochimie – Géomécanique

**MESURE ET MODELISATION DES CONTRAINTES
NATURELLES DANS UN MASSIF ROCHEUX ALPIN**
**Effets de la topographie, de l'anisotropie et des contraintes
tectoniques**
Application au projet de tunnel Maurienne-Ambin

Date de soutenance : 20 octobre 1999

Composition du jury :

Pierre Antoine	Président	Professeur, Université Joseph Fourier
Marc Boulon	Examineur	Professeur, Université Joseph Fourier
François H. Cornet	Rapporteur	Professeur, Institut de Physique du Globe de Paris
Denis Fabre	Directeur de Thèse	Maître de Conférences, Université Joseph Fourier
Claudio Scavia	Rapporteur	Professeur, Politecnico di Torino
Pierre Vignat	Examineur	Adjoint au Directeur Technique, Alpetunnel GEIE

Travail préparé dans le cadre d'une convention CIFRE avec Alpetunnel GEIE

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : ptalour@ujf-grenoble.fr

Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche
Impliquant la Géologie et la Mécanique

THESE

présentée par

Bertrand MAYEUR

Ingénieur de l'Ecole Centrale Paris

pour obtenir le titre de **DOCTEUR**

DE L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER – GRENOBLE I

(Arrêtés ministériels du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

Spécialité : Géophysique – Géochimie – Géomécanique

**MESURE ET MODELISATION DES CONTRAINTES
NATURELLES DANS UN MASSIF ROCHEUX ALPIN**
**Effets de la topographie, de l'anisotropie et des contraintes
tectoniques**
Application au projet de tunnel Maurienne-Ambin

Date de soutenance : 20 octobre 1999

Composition du jury :

Pierre Antoine	Président	Professeur, Université Joseph Fourier
Marc Boulon	Examineur	Professeur, Université Joseph Fourier
François H. Cornet	Rapporteur	Professeur, Institut de Physique du Globe de Paris
Denis Fabre	Directeur de Thèse	Maître de Conférences, Université Joseph Fourier
Claudio Scavia	Rapporteur	Professeur, Politecnico di Torino
Pierre Vignat	Examineur	Adjoint au Directeur Technique, Alpetunnel GEIE

Travail préparé dans le cadre d'une convention CIFRE avec Alpetunnel GEIE

10208659

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier chaleureusement l'ensemble des personnes qui ont rendu possible ce travail de recherche :

L'entreprise Alpetunnel GEIE, à Chambéry, et le Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche Impliquant la Géologie et la Mécanique (Lirigm) de l'Université de Grenoble, m'ont donné l'opportunité, dans le cadre d'une convention CIFRE, de mener à bien un travail de recherche scientifique appliquée dans un contexte industriel motivant. Les excellentes conditions matérielles, l'encadrement scientifique de haut niveau et la participation à un projet d'infrastructure exceptionnelle ont largement contribué à l'intérêt et à la qualité de ce travail.

Denis Fabre m'a fait l'honneur d'être mon directeur de thèse; je le remercie tout particulièrement pour sa disponibilité constante au cours de ces trois années, et notamment pendant les derniers mois de rédaction. Je remercie également le professeur Biarez, de l'Ecole Centrale Paris, qui a lancé l'idée de ce sujet de recherche et m'a mis en relation avec les différents intervenants.

Je remercie vivement M. Cavagnaro, président d'Alpetunnel GEIE, qui a souhaité m'engager en tant qu'ingénieur dans son entreprise pendant toute la durée de la thèse, me permettant ainsi d'être au coeur du projet de grand tunnel transalpin. Je remercie également MM. Rebeyrotte, Brulard et Vignat qui m'ont encadré au sein de l'entreprise ; MM. Lacombe, Gallarà, Darmendrail et Gilli qui m'ont fait partager leur connaissance technique et scientifique du projet et m'ont fourni toutes les données nécessaires à mon étude ; et d'une manière plus générale tout le personnel français et italien d'Alpetunnel GEIE pour sa convivialité et l'accueil qu'il m'a réservé.

Ce travail doit également beaucoup aux discussions fructueuses que j'ai pu avoir avec un certain nombre de personnes, parmi lesquelles je citerai M. Ménard de l'Université de Savoie ; une mention particulière va à M. Orenge du Lirigm, qui a consacré une partie importante de son temps à mettre au point avec moi l'asservissement de la presse triaxiale du laboratoire.

Je remercie enfin MM. Bulet, Pellet et Sirieys qui ont relu attentivement les différentes parties de mon manuscrit et m'ont communiqué leur expérience des sujets traités ; les professeurs Cornet et Scavia qui ont accepté la lourde tâche de rapporteurs ; et pour terminer le professeur Antoine qui, après m'avoir initié à la géologie à l'Ecole Centrale, m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse.

Table des matières

Volume 1/2 : texte et annexes principales.

Tables des matières, des figures et des tableaux ; notations.....	3
Introduction générale.....	11
Chapitre A : Contexte général de l'étude.....	13
A.1. Le projet de tunnel Maurienne-Ambin	14
A.1.1. Présentation du projet.....	14
A.1.2. Situation géologique.....	14
A.2. Les contraintes naturelles dans un massif rocheux.....	18
A.2.1. Définition et importance des contraintes dans un massif rocheux.....	18
A.2.2. L'origine des contraintes naturelles.....	19
A.2.3. Les méthodes de mesure des contraintes naturelles.....	21
A.2.4. Incertitude des mesures de contraintes in-situ.....	24
A.2.5. Les contraintes naturelles dans la lithosphère	25
A.3. Les contraintes naturelles dans les Alpes	26
A.3.1. Etat de contraintes généralisé en Europe et dans les Alpes.....	26
A.3.2. Etats de contraintes mesurés ponctuellement dans des galeries ou forages alpins.....	29
Chapitre B : Caractérisation géomécanique du gneiss d'Ambin.....	37
B.1. La géologie du massif d'Ambin.....	38
B.2. Analyse bibliographique : l'élasticité et la rupture fragile des roches anisotropes; le cas du gneiss d'Ambin.....	41
B.2.1. L'élasticité en milieu transversalement isotrope.....	41
B.2.2. La rupture fragile des roches anisotropes	44
B.2.3. Résultats préliminaires sur le comportement mécanique du gneiss d'Ambin.....	47
B.3. Caractérisation de l'anisotropie mécanique du gneiss d'Ambin en compression triaxiale.....	50
B.3.1. Les nouveaux essais à réaliser	50
B.3.2. Mise en œuvre pratique du programme expérimental.....	51
B.3.3. Description et caractérisation des échantillons testés.....	54
B.3.4. Les essais triaxiaux : aspect des courbes expérimentales et des ruptures observées.....	57
B.3.5. Détermination des paramètres élastiques du gneiss d'Ambin	63
B.3.6. Modélisation du comportement à la rupture du gneiss d'Ambin en compression.....	67
B.4. Synthèse géomécanique sur le gneiss d'Ambin.....	75
Chapitre C : Les mesures in-situ.....	77
C.1. La méthode HTPF (Hydraulic Testing on Preexisting Fractures).....	78
C.1.1. Généralités sur les méthodes hydrauliques de mesure des contraintes naturelles.....	78

C.1.2. Déroulement et interprétation d'un essai HTPF	82
C.1.3. Evaluation d'un essai HTPF	87
C.1.4. Mise en œuvre pratique de la méthode HTPF dans les forages d'Alpetunnel.....	89
C.2. Les mesures HTPF dans le massif d'Ambin.....	93
C.2.1. Introduction.....	93
C.2.2. Le forage F16 (vallon d'Ambin).....	94
C.2.3. Le forage S4 (Val Clarea).....	96
C.2.4. Le forage S5 (Pra Piano).....	97
C.2.5. Le forage S23 (De Ruine).....	98
C.2.6. Synthèse des résultats des mesures HTPF dans le massif d'Ambin.....	99
C.3. Les mesures HTPF autour de la vallée de l'Arc	103
C.3.1. Introduction.....	103
C.3.2. Les forages proches du fond de la vallée (F5, F8, F17, F25, F31, F33 et F57).....	104
C.3.3. Les forages en versant Nord de l'Arc (F14 et F21).....	105
C.3.4. Les forages en versant Sud de l'Arc (F6bis et F7).....	106
C.3.5. Synthèse des résultats des mesures HTPF autour de la vallée de l'Arc.....	107
C.4. Autres indicateurs sur l'état de contraintes in-situ.....	109
C.4.1. Les déviations incontrôlées de forages.....	109
C.4.2. Les déformations de forages.....	112
C.5. Synthèse des mesures in-situ.....	118
Chapitre D : La modélisation numérique des contraintes.....	121
D.1. Introduction.....	122
D.1.1. Objectif de la modélisation numérique.....	122
D.1.2. Etude bibliographique : calculs analytiques.....	122
D.1.3. Etude bibliographique : calculs numériques.....	124
D.1.4. Discussion, démarche adoptée.....	126
D.2. Calculs de validation.....	127
D.2.1. Introduction	127
D.2.2. Prise en compte de la topographie.....	127
D.2.3. Prise en compte de l'anisotropie.....	132
D.2.4. Comparaison Différences Finies – Eléments Finis.....	133
D.2.5. Conclusion.....	136
D.3. Caractéristiques générales des champs de contraintes dans des massifs rocheux idéalisés. Effets de l'anisotropie et des contraintes tectoniques.....	137
D.3.1. Présentation des modèles.....	137
D.3.2. Influence de la topographie	139
D.3.3. Influence de la tectonique.....	144
D.3.4. Influence de l'anisotropie de la roche.....	151
D.3.5. Bilan.....	155
D.4. Modélisation des contraintes dans le massif d'Ambin.....	157
D.4.1. Problématique.....	157
D.4.2. Méthode employée	158
D.4.3. Influence de la tectonique sur l'état de contraintes calculé dans le massif d'Ambin.....	159
D.4.4. Prise en compte de l'anisotropie élastique des roches du massif d'Ambin.....	163
D.4.5. Discussion.....	165
D.4.6. Contraintes au niveau du tunnel Maurienne – Ambin.....	165
Conclusion générale.....	167

Bibliographie.....	171
Annexe Ia : Synthèse des résultats des essais de laboratoire.....	177
Annexe IIa : Synthèse des résultats des mesures HTPF.....	185
Volume 2/2 : annexes complémentaires¹.	
I. Essais de laboratoire	
Annexe Ib : Résultats détaillés des essais triaxiaux.....	191
II. Mesures de contraintes in-situ	
Annexe IIb : Caractéristiques des forages étudiés.....	237
Annexe IIc : Résultats détaillés des mesures HTPF.....	253
III. Modélisation numérique des contraintes	
Annexe IIIa : Maillages des trois premiers modèles 2D	288
Annexe IIIb : Conditions aux limites en déplacements horizontaux bloqués	289
Annexe IIIc : Prise en compte de la tectonique : calculs élémentaires	293
Annexe IIId : Prise en compte de la tectonique : combinaisons linéaires	303
Annexe IIIe : Prise en compte de l'anisotropie	307
Annexe IIIf : Massif d'Ambin : calculs isotropes	316
Annexe IIIg : Massif d'Ambin : calculs anisotropes.....	320
Annexe IIIh : Influence du type de conditions aux limites imposées sur le fond des modèles, et dans la troisième dimension	324

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
 MAISON DES GEOSCIENCES
 DOCUMENTATION
 B.P. 53
 F. 38041 GRENOBLE CEDEX
 Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
 Mail : plalour@ujf-grenoble.fr

¹ Les annexes complémentaires peuvent être fournies à la demande par le directeur de thèse.

Table des figures

Chapitre A : Contexte général de l'étude

Fig. A-1. Localisation du tunnel Maurienne-Ambin et des principaux forages de reconnaissance.	16
Fig. A-2. Carte et coupe géologique prévisionnelle du tunnel Maurienne-Ambin.....	17
Fig. A-3. Les contraintes dans les massifs rocheux (d'après Amadei et Stephansson, 1997).....	19
Fig. A-4. A gauche, variation du rapport K_0 mesuré avec la profondeur ; à droite, variation des contraintes verticales mesurées avec la profondeur (Hoek et al., 1980).....	25
Fig. A-5. Directions des contraintes horizontales majeures en Europe (Amadei et Stephansson, 1997, d'après Müller et al., 1993).....	27
Fig. A-6. Directions des contraintes horizontales majeures dans les Alpes déduites principalement de l'analyse des mécanismes au foyer de séismes (Müller et al., 1997).....	28
Fig. A-7. Coupe géologique simplifiée du tunnel du Mont-Blanc (Panet, 1969).....	31
Fig. A-8. Coupe géologique simplifiée du tunnel du Mercantour (Darcy, 1991).....	33
Fig. A-9. Forage Santa-Anna (Mercantour) : valeurs et orientations des contraintes principales (d'après Wileveau, 1997 et Darcy, 1991).....	34
Fig. A-10. Profil en long géologique du tunnel de base du Lötschberg (Bois et al., 1995).....	35

Chapitre B : Caractérisation géomécanique du gneiss d'Ambin

Fig. B-1. Carte géologique du massif d'Ambin.....	39
Fig. B-2. Lame mince d'un échantillon du forage F30bis, prof. 1272 m (Antea, 1997).....	40
Fig. B-3. Repère lié à la roche.....	42
Fig. B-4. Module d'élasticité pour un gneiss schisteux (d'après Pinto, 1970).....	43
Fig. B-5. Les modes de rupture fragile.....	44
Fig. B-6. Evolution du déviateur de contraintes à la rupture avec l'orientation de la schistosité en compression triaxiale pour différents types de roches (d'après Paterson, 1978).....	45
Fig. B-7. Deux types de variation de la résistance de la roche avec l'angle θ	46
Fig. B-8. Critère discontinu de Jaeger (1960).....	46
Fig. B-9. Essais de compression simple sur des échantillons de gneiss d'Ambin.....	48
Fig. B-10. Essais de compression triaxiale sur des échantillons du forage F16 (Germain, 1996).....	48
Fig. B-11. Essais de compression triaxiale sur des échantillons du forage S4 (Ismes, 1998).....	49
Fig. B-12. Positionnement des jauges d'extensométrie.....	52
Fig. B-13. Interface graphique du logiciel d'asservissement de la presse d'acquisition de données en cours d'essai.....	53
Fig. B-14. Les poids volumiques de nos échantillons de gneiss d'Ambin.....	55
Fig. B-15. La vitesse de propagation des ultrasons dans le gneiss d'Ambin.....	56
Fig. B-16. L'anisotropie de la vitesse de propagation des ultrasons dans le gneiss d'Ambin.....	56
Fig. B-17. Montée hydrostatique pour l'échantillon 0j, testé à 80 MPa.....	57
Fig. B-18. Sélection de courbes contraintes - déformations représentatives.....	58-59
Fig. B-19. Les trois modes de rupture du gneiss d'Ambin en compression triaxiale.....	61

Fig. B-20. Schéma récapitulatif des modes de rupture du gneiss d'Ambin en compression triaxiale	62
Fig. B-21. Inclinaisons par rapport à σ_1 des plans de rupture observés.....	62
Fig. B-22. Module axial E_θ en fonction de σ_3	64
Fig. B-23. Module axial E_θ en fonction de θ	64
Fig. B-24. Module axial E_θ : données expérimentales et modèle théorique.....	66
Fig. B-25. Variation de la résistance $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ en fonction de θ et du confinement.....	67
Fig. B-26. Déviateurs de contraintes mesurés pour les ruptures astructurales (type A ou C).....	69
Fig. B-27. Déviateurs de contraintes mesurés pour les ruptures structurales (type S).....	69
Fig. B-28. Plage astructurale (ruptures de type A) : critères linéaire et parabolique.....	70
Fig. B-29. Plage structurale (type S) : critères linéaire et parabolique.....	71
Fig. B-30. Critère de Mohr-Coulomb anisotrope (confinement inférieur à 80 MPa).....	73
Fig. B-31. Critère de Mohr-Coulomb anisotrope (confinement inférieur à 80 MPa).....	74
Fig. B-32. L'anisotropie de résistance du gneiss d'Ambin.....	75

Chapitre C : Les mesures in-situ

Fig. C-1. Mesure de contraintes par la méthode HTPF.....	79
Fig. C-2. Exemples de graphes de pression et de débit en fonction du temps.....	80
Fig. C-3. Exemple d'empreinte de paroi présentant plusieurs traces de fractures.....	80
Fig. C-4. Réouverture de fracture à débit constant (document Ismes).....	80
Fig. C-5. Test de réouverture quasi-statique de fracture.....	83
Fig. C-6. Repérage d'une fracture recoupant le forage.....	83
Fig. C-7. Matériel utilisé par Antea pour les mesures HTPF (Burlet, 1991).....	90
Fig. C-8. Localisation des points de mesure HTPF dans le massif d'Ambin.....	93
Fig. C-9. Orientations des contraintes principales mesurées dans le forage S23.....	98
Fig. C-10. Etat de contraintes mesuré dans le massif d'Ambin.....	100
Fig. C-11. Trièdres des contraintes mesurés au droit des forages F16 et S4.....	101
Fig. C-12. Trièdres des contraintes mesurés au droit des forages S5 et S23.....	102
Fig. C-13. Localisation des points de mesure HTPF autour de la vallée de l'Arc.....	103
Fig. C-14. Etat de contraintes mesuré autour de la vallée de l'Arc.....	108
Fig. C-15. Déviations des forages F6bis, F14, F16, F21, F30 et F30bis et comparaison avec les directions de σ_H mesurées.....	110-111
Fig. C-16. Les différents types de déformations de forages.....	113
Fig. C-17. La méthode des dièdres P et T (d'après Angelier, 1984).....	114
Fig. C-18. Dièdres P et T pour les forages F16, F30, F30bis et F31.....	116
Fig. C-19. Modèle interprétatif proposé pour le champ de contraintes naturelles, de la vallée de l'Arc au massif d'Ambin.....	119

Chapitre D : La modélisation numérique des contraintes

Fig. D-1. Montagne (à gauche) et vallée (à droite) semi-infinies modélisées par Savage et al. (1985) et Pan et al. (1994).....	123
--	-----

Fig. D-2. Gravité seule : contraintes horizontales et verticales calculées sous la montagne (à gauche) et sous la vallée (à droite) semi-infinies modélisées par Savage et al. (1985).....	123
Fig. D-3. Localisation des zones modélisées par Simecsol (1995) et Scetauroute (1998).....	125
Fig. D-4. Modèle réalisé par Scetauroute (1998) dans le secteur de la galerie de Venaus.....	125
Fig. D-5. Géométrie du problème (Savage et al., 1985).....	128
Fig. D-6. Résultats du calcul analytique pour $a/b = 0.5$ et $\nu = 0.25$ (Savage et al., 1985).....	128
Fig. D-7. Résultat du premier calcul FLAC à comparer avec la Figure D-6.....	129
Fig. D-8. Résultat du deuxième calcul FLAC à comparer avec la Figure D-6.....	129
Fig. D-9. Géométrie du modèle d'Amadei et Pan (1992).....	130
Fig. D-10. Résultats du calcul analytique d'Amadei et Pan (1992). A gauche, $G/G' = 1$; à droite, $G/G' = 3$	130
Fig. D-11. Résultats des calculs FLAC à comparer avec la solution analytique d'Amadei et Pan (Fig. D-10).....	131
Fig. D-12. Le modèle utilisé.....	133
Fig. D-13. Comparaison FLAC – CESAR sur la coupe AB du modèle isotrope.....	135
Fig. D-14. Comparaison FLAC – CESAR sur la coupe AB du modèle anisotrope.....	135
Fig. D-15. Les trois topographies modélisées en 2D : une montagne isolée, une vallée isolée, et une montagne accolée à une vallée.....	138
Fig. D-16. Contraintes gravitaires calculées pour une montagne isolée.....	140
Fig. D-17. Contraintes gravitaires calculées pour une vallée isolée.....	142
Fig. D-18. Contraintes gravitaires calculées pour une montagne accolée à une vallée.....	143
Fig. D-19. Résultats des calculs élémentaires pour le modèle à une montagne isolée.....	145
Fig. D-20. Résultats des calculs élémentaires pour le modèle à une vallée isolée.....	146
Fig. D-21. Application de contraintes tectoniques : valeurs des contraintes principales.....	148
Fig. D-22. Application de contraintes tectoniques : évolution des orientations des contraintes principales.....	149
Fig. D-23. Influence de l'anisotropie sur les valeurs des contraintes principales ($K_{\infty} = 0.5$).....	152
Fig. D-24. Influence de l'anisotropie sur les valeurs des contraintes principales ($K_{\infty} = 1.0$).....	153
Fig. D-25. Influence de l'anisotropie sur les orientations des contraintes principales ($K_{\infty} = 0.5$).....	154
Fig. D-26. Contraintes calculées sur une coupe horizontale à $z = -1500\text{m}$, pour $K_{\infty} = 0.5$ ou 1.0 (modèle à une montagne et une vallée) ; comparaison des solutions isotropes et anisotropes.....	156
Fig. D-27. Modèle 2D idéalisé représentant la topographie du massif d'Ambin.....	158
Fig. D-28. Effet des contraintes tectoniques (calcul CE3).....	159
Fig. D-29. Massif d'Ambin : calcul isotrope pour $K_{\infty} = 0.5$	160
Fig. D-30. Massif d'Ambin : calcul isotrope pour $K_{\infty} = 1.0$	161
Fig. D-31. Calculs isotropes : comparaison entre mesures et calculs.....	162
Fig. D-32. Modèle anisotrope pour le massif d'Ambin.....	163
Fig. D-33. Calculs anisotropes : comparaison entre mesures et calculs.....	164
Fig. D-34. Variation des contraintes le long du tunnel, en assimilant le modèle 2D réalisé au massif d'Ambin ; comparaison des solutions isotrope et anisotrope.....	166

Table des tableaux

Chapitre A : Contexte général de l'étude

Tab. A-1. Les méthodes de mesure des contraintes in-situ, avec une estimation du volume de roche testé par chacune d'elles (d'après Amadei et Stephansson, 1997).....	23
Tab. A-2. Bilan des états de contraintes mesurés dans des tunnels alpins, existants ou en projet... 36	

Chapitre B : Caractérisation géomécanique du gneiss d'Ambin

Tab. B-1. Le poids volumique du gneiss d'Ambin.....	54
Tab. B-2. Les poids volumiques mesurés dans d'autres laboratoires.....	54
Tab. B-3. Les mesures de vitesses de propagation des ultrasons dans le gneiss d'Ambin.....	55
Tab. B-4. Déviateurs de contrainte mesurés pour les ruptures de type astructural (A ou C).....	68
Tab. B-5. Déviateurs mesurés en rupture astructurale (types A ou C) incluant les résultats de Germain (1996).....	70
Tab. B-6. Déviateurs mesurés en rupture structurale (type S) intégrant les données de Germain (1996).....	71
Tab. B-7. Critères de rupture anisotrope du gneiss d'Ambin en compression triaxiale.....	72

Chapitre C : Les mesures in-situ

Tab. C-1. Les données fournies par une mesure HTPF.....	83
Tab. C-2. Evaluation des critères élémentaires.....	88
Tab. C-3. Les trois classes de mesures HTPF.....	88
Tab. C-4. Etat de contraintes mesuré dans le forage F16 : les trois solutions.....	94
Tab. C-5. Etat de contraintes mesuré dans le forage S4.....	96
Tab. C-6. Etat de contraintes mesuré dans le forage S5.....	97
Tab. C-7. Etat de contraintes mesuré dans le forage S23.....	98
Tab. C-8. Inclinaison de la contrainte principale la plus proche de la verticale, en fonction de la profondeur.....	99
Tab. C-9. Etat de contraintes mesuré dans le massif d'Ambin.....	100
Tab. C-10. Orientation de la contrainte horizontale majeure dans les forages F16 et S4.....	100
Tab. C-11. Qualité des mesures proches du fond de vallée de l'Arc.....	104
Tab. C-12. Résultats des mesures proches du fond de vallée de l'Arc.....	105
Tab. C-13. Résultats des mesures en versant Nord de l'Arc.....	106
Tab. C-14. Résultats des mesures en versant Sud de l'Arc.....	106
Tab. C-15. Déviations des forages F6bis, F14, F16, F21, F30 et F30bis.....	109
Tab. C-16. Glissements sur plans de failles observés dans les forages F16, F30, F30bis et F31... 115	

Chapitre D : La modélisation numérique des contraintes

Tab. D-1. Comparaison entre les contraintes calculées et mesurées.....	126
Tab. D-2. Etats de contraintes mesurés au fond des forages F16, S4, S5 et S23.....	157

Notations

Notations générales

- z : altitude
 f : cote foreur (linéaire foré)
 h : profondeur d'un point dans un forage (= différence d'altitude entre la tête du forage et le point considéré)
 $\underline{\sigma}$: tenseur des contraintes
 σ_1 : contrainte principale majeure
 σ_2 : contrainte principale intermédiaire
 σ_3 : contrainte principale mineure
 σ_H : contrainte principale horizontale majeure
 σ_h : contrainte principale horizontale mineure
 σ_v : contrainte principale verticale
 ρ : masse volumique de la roche
 g : accélération de la pesanteur
 γ : poids volumique de la roche ($\gamma = \rho \cdot g$)
 σ_c : résistance à la compression simple de la roche
 σ_t : résistance en traction de la roche

Notations particulières du chapitre B : Caractérisation géomécanique du gneiss d'Ambin

- $\{\varepsilon\}$: vecteur – colonne des déformations
 $\{\sigma\}$: vecteur – colonne des contraintes
 A : matrice d'élasticité de la roche
 E : module d'Young isotrope, ou parallèle au plan isotrope (modèle transversalement isotrope)
 E' : module d'Young perpendiculaire au plan isotrope (modèle transversalement isotrope)
 E_θ : module d'Young dans une direction faisant un angle θ avec la perpendiculaire au plan isotrope (modèle transversalement isotrope)
 ν : coefficient de Poisson isotrope, ou caractérisant la réponse en déformation dans le plan isotrope à une contrainte agissant parallèlement au plan isotrope (modèle transversalement isotrope)
 ν' : coefficient de Poisson caractérisant la réponse en déformation dans le plan isotrope à une contrainte agissant perpendiculairement au plan isotrope (modèle transversalement isotrope)
 G : module de cisaillement isotrope, ou parallèle au plan isotrope (modèle transversalement isotrope)
 G' : module de cisaillement perpendiculaire au plan isotrope (modèle transversalement isotrope)
 α : inclinaison entre la contrainte majeure appliquée à un échantillon et le plan de rupture
 θ : inclinaison entre la contrainte majeure appliquée à un échantillon et les plans de schistosité
 σ : contrainte normale sur une facette de la roche
 τ : contrainte tangentielle sur une facette de la roche
 C, φ : cohésion et angle de frottement interne (modèle de Mohr – Coulomb)
 m, s : paramètres du modèle de Hoek – Brown
 V : vitesse de propagation des ultrasons

Notations particulières du chapitre C : Les mesures in-situ

- $S_1, S_2, S_3, I, K, L, s_1, s_2, s_3, i, k, l$: douze paramètres définissant le tenseur des contraintes $\underline{\sigma}$ et son gradient vertical
 ι, κ, λ : angles d'Euler
 β, ψ : attitude d'un plan de fracture (azimut de la ligne de plus grande pente et pendage)
 δ, μ : attitude d'une contrainte principale (azimut et inclinaison par rapport à la verticale)
 σ_n : contrainte normale à un plan de fracture
 P_r : pression de réouverture à grand débit d'une fracture
 P_{qr} : pression de réouverture quasi-statique d'une fracture
 P_s : pression de fermeture d'une fracture
 P_0 : pression interstitielle
 ε^X : incertitude sur la variable X

Introduction générale.

Les massifs rocheux sont soumis à des champs de contraintes naturelles où dominent les compressions. Que l'on s'intéresse à la formation des structures géologiques (plis, failles, intrusions, etc.) ou à la stabilité des structures artificielles (tunnels, cavernes, mines, forages, etc.), la prévision de la réponse d'un massif rocheux à la perturbation associée à l'un de ces travaux requiert la connaissance, entre autres caractéristiques du massif, de ce champ de contraintes. Cette connaissance est particulièrement importante pour la conception d'ouvrages souterrains sous fort recouvrement, puisque le comportement de l'excavation, et en particulier les risques d'apparition de ruptures explosives (Panet, 1969) ou plus progressives, la localisation de ces ruptures, ou encore l'amplitude et l'anisotropie des convergences, en dépendent étroitement.

L'état de contraintes en un point d'un massif rocheux est défini, dans le cadre de la mécanique des milieux continus, par un tenseur cartésien du second ordre à six composantes. De par sa définition, c'est une quantité fictive, abstraite, difficile à caractériser et à mesurer.

Les contraintes ne peuvent pas être mesurées directement mais sont inférées en observant la réponse de la roche à une perturbation. Leur détermination pour l'ensemble d'un massif est délicate à cause de la nature toujours complexe des massifs rocheux, qui s'éloignent dans la réalité des milieux continus auxquels on les assimile. La complexité du problème tient également à la nature tridimensionnelle des états de contraintes, qui rend leur prévision plus difficile que celle des températures par exemple, qui avait fait précédemment l'objet de la thèse de doctorat de Laurent Goy au Lirigm (1996).

Plusieurs projets de grands tunnels transalpins sous fort recouvrement, et en particulier le projet de tunnel Maurienne – Ambin entre la France et l'Italie, requièrent aujourd'hui la meilleure estimation possible des champs de contraintes naturels dans les massifs concernés : compte tenu du caractère exceptionnel de ces projets, une estimation trop imprécise risquerait de conduire à la mise en œuvre de méthodes de creusement et de soutènement inadaptées, lourdes de conséquences en termes de délais de réalisation des ouvrages. Par la quantité exceptionnelle de reconnaissances effectuées depuis dix ans, le projet de tunnel Maurienne – Ambin nous offre ainsi une occasion unique de progresser sur ce sujet délicat, et d'une manière plus générale de réfléchir à la méthodologie à mettre en œuvre pour la prévision des contraintes naturelles dans un massif rocheux.

Les théories générales sur les états de contraintes régnant à forte profondeur dans les massifs alpins étant très limitées, il nous a semblé indispensable de baser notre démarche scientifique sur l'étude des données de terrain : données géologiques, caractérisation mécanique des roches, mesures de contraintes in-situ et interprétation de tous les phénomènes susceptibles d'être liés au champ de contraintes. Dans un deuxième temps, étant donné l'imprécision et le caractère lacunaire des mesures, nous chercherons à intégrer au mieux ces observations dans un modèle ayant pour but, d'une part, d'établir le poids des différents paramètres ayant une influence sur le champ de contraintes naturel et, d'autre part, d'affiner l'interprétation des mesures disponibles pour essayer d'estimer le champ de contraintes existant.

Le chapitre A définit le contexte général de notre étude. Après une description rapide du projet de tunnel Maurienne – Ambin et de son cadre géologique, nous présenterons les contraintes naturelles, leur origine, leur importance pour le scientifique et pour l'ingénieur, et les principales méthodes qui

ont été développées pour les mesurer in-situ. Nous compléterons ce chapitre introductif par une synthèse des quelques connaissances actuelles sur l'état de contraintes actuel régnant dans l'arc alpin.

Le chapitre B est consacré à la caractérisation géomécanique du gneiss d'Ambin, la roche sur laquelle porte la majeure partie de notre étude : c'est en effet à la traversée de ce faciès que le recouvrement au-dessus du tunnel est maximal (jusqu'à 2500 m de roche). Nous considérerons tout d'abord la géologie du massif d'Ambin en termes lithologiques et structuraux. Nous nous intéresserons ensuite plus particulièrement au comportement mécanique du gneiss d'Ambin, dont nous chercherons à quantifier l'anisotropie. Pour cela, nous nous appuyerons sur un programme expérimental d'essais triaxiaux réalisés sur des échantillons provenant du cœur du massif d'Ambin, testés sous différentes pressions de confinement encadrant les valeurs des contraintes naturelles attendues et sous différentes directions de chargement par rapport à la structure de la roche. Ces essais ont été réalisés sur la cellule triaxiale haute pression du Lirigm, dont les systèmes d'acquisition et de pilotage ont été améliorés dans le cadre de cette étude.

Le chapitre C porte sur l'ensemble des mesures in-situ disponibles, y compris certaines indications fournissant indirectement des informations sur l'état de contraintes. Quinze sites ont été testés par la méthode de mesure HTPF (Hydraulic Testing on Preexisting Fractures) ; après une présentation détaillée de la méthode, nous présenterons les résultats obtenus dans les différents forages de reconnaissance en essayant toujours d'en évaluer au mieux la représentativité. Nous analyserons ensuite les indicateurs indirects sur l'état de contraintes in-situ, tels que les déviations incontrôlées de certains forages ou les déformations apparues à la paroi de certains autres, qui permettent de compléter et parfois de valider les mesures HTPF. Nous concluons ce chapitre en proposant une première carte prévisionnelle du champ de contraintes naturelles autour du tracé du tunnel, particulièrement dans le secteur du massif frontalier du Mont d'Ambin et dans celui de la vallée de l'Arc autour de Modane.

Enfin, le chapitre D est consacré à l'étude théorique des champs de contraintes dans les massifs rocheux à l'aide de la modélisation numérique. Nous chercherons à identifier et à quantifier d'une manière générale les paramètres devant avoir une influence sur le champ de contraintes naturel dans un massif montagneux, tels que la topographie, la tectonique ou encore l'anisotropie des paramètres élastiques des roches. Nous tenterons ensuite, sur la base des mesures effectuées sur le terrain et de l'étude expérimentale faite au laboratoire, de modéliser de façon approchée le champ de contraintes auquel est soumis le massif d'Ambin. Nous verrons dans quelle mesure il est possible de retrouver par le calcul les contraintes mesurées in-situ, et le cas échéant tenterons de comprendre les écarts irréductibles observés. Ce travail de modélisation numérique a également pour objet d'aider à mieux estimer les contraintes naturelles pouvant exister le long du tracé du tunnel projeté.

Chapitre A

Contexte général de l'étude.

A.1. Le projet de tunnel Maurienne – Ambin.

A.1.1. Présentation du projet.

Le projet de tunnel Maurienne – Ambin relie, sur une longueur d'environ 52 km, la vallée de la Maurienne en France, depuis St-Jean-de-Maurienne, à la vallée de la Cenischia en Italie dans les environs de Venas (Fig. A-1). Cet ouvrage international est, du point de vue génie civil, le maillon le plus important de la nouvelle liaison ferroviaire Lyon – Turin qui sera exploitée en trafic mixte, fret et voyageurs, pour permettre des relations plus performantes entre la France, la Grande-Bretagne, le Bénélux et l'Espagne d'une part, et l'Italie et l'Europe Centrale d'autre part.

La SNCF (Société Nationale des Chemins de Fer français) et les FS Spa (Ferrovie dello Stato), qui ont commencé les études de faisabilité dès 1988, ont depuis lors constitué un Groupement Européen d'Intérêt Economique dénommé Alpetunnel GEIE, chargé, sous l'autorité d'une Commission Inter-gouvernementale (CIG) franco-italienne, des études techniques d'avant-projet et des études économiques et financières. Dans sa conception actuelle, l'ouvrage serait constitué de deux tubes ferroviaires à voie unique d'une section utile de 43 m² chacun (diamètre intérieur de 8 m environ), distants d'axe en axe de 30 m à 50 m et reliés par des rameaux de communication tous les 400 m environ. Il ne porterait pas de galerie de service, mais une gare souterraine de service et de sécurité à mi-parcours, dans le secteur de Modane-Avrieux.

De nombreuses investigations ont été conduites depuis 1990 par diverses méthodes : levés de terrain pour établir la cartographie géologique, photo-interprétation et télédétection, sismique-réflexion haute résolution verticale, grand angle, réfraction, profil sismique vertical et oblique en forage, forages destructifs et carottés au voisinage de la cote du tunnel avec diagraphies (température, conductivité des fluides, vitesse de propagation des ondes, imagerie de paroi, radioactivité naturelle ou artificielle...), essais in situ (essais d'eau, dilatomètres, mesures de contraintes HTPF...), prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire (Brulard et al., 1999).

Par la quantité et la qualité exceptionnelles des données acquises aux cours des campagnes de reconnaissances successives, ce projet constitue donc un terrain d'application idéal pour la recherche scientifique dans le domaine des géosciences, comme en témoignent la thèse de doctorat de Laurent Goy portant sur la prévision des températures dans les massifs rocheux (Goy, 1996), celle de Nathalie Monin sur la reconnaissance par sismique de puits d'un aquifère profond (Monin, 1998), ainsi que le présent travail de recherche sur l'état de contraintes naturelles régnant en profondeur dans un massif rocheux.

A.1.2. Situation géologique.

D'Ouest en Est, le tunnel recoupera une grande partie de la chaîne alpine, et en particulier les principaux accidents Nord – Sud séparant les grandes unités structurales. La description suivante est fondée sur sept grandes zones dont la définition repose sur des critères géologiques (Fig. A-2).

- Zone 1 : zone ultradauphinoise.

Sur presque un kilomètre, le tunnel s'amorce dans le cône de déjection de St-Julien-Montdenis, qui a fait l'objet d'une reconnaissance par une galerie de 25 m réalisée à partir d'un puits de 40 m, et par une série de forages. Le tunnel traversera ensuite un ensemble de schistes, flyschs gréseux et/ou

schisteux que la galerie EDF de l'Echaillon a bien reconnu, au-delà duquel il atteindra le contact entre la zone ultradauphinoise et la zone subbriançonnaise (le « Front Pennique ») marqué par un passage d'anhydrite.

- Zone 2 : zone subbriançonnaise.

Ce tronçon est constitué de formations carbonatées d'âge triasique ou jurassique, très redressées, où s'intercalent des passages d'anhydrite ou de gypse. Il se termine par un accident majeur (le « Front du Houiller »), qui correspond au contact entre les formations carbonatées subbriançonnaises et celles schisto-gréseuses du Houiller briançonnais.

- Zone 3 : zone houillère briançonnaise.

Il s'agit de l'une des unités tectoniques majeures des Alpes occidentales, fortement plissée par l'effet de la tectonique. Le houiller productif, comportant quelques veines d'anthracite, est constitué majoritairement de grès et de schistes noirs ; ces derniers sont très sensibles à l'altération superficielle et sujets, par voie de conséquence, à des mouvements gravitaires pouvant aller jusqu'à de gigantesques glissements de versants. Plus à l'Est, le houiller stérile représente la partie inférieure schisto-gréseuse de la formation productive. Les risques de mouvements profonds des versants et ceux liés à l'éventuel prolongement subhorizontal de l'accident majeur que constitue la vallée de l'Arc ont conduit à chercher pour le tracé un compromis l'implantant assez profondément pour échapper aux risques évoqués ci-dessus tout en espérant limiter les effets liés à la forte couverture.

- Zone 4 : zone briançonnaise (secteur de Modane).

Ce tronçon est constitué d'écaillies triasiques, aux natures et caractéristiques fort diverses (gypse et anhydrite, quartzites, calcaire dolomitique), surmontant les micaschistes plus ou moins quartzeux du Permo-Trias et les micaschistes du Permien et du socle que l'on trouve au niveau du projet, et dans lesquels est implantée la gare souterraine de service de Modane-Avrieux. Le passage du tunnel sous l'Arc est un secteur capital du projet, notamment du point de vue hydrogéologique ; il fait actuellement l'objet d'une reconnaissance par forage dirigé.

- Zone 5 : zone piémontaise (côté France).

Au-delà de l'Arc s'amorce jusqu'au vallon d'Etache, qui marque la transition en surface entre les Schistes Lustrés (calcschistes) et les gneiss d'Ambin, une zone d'incertitude géologique liée à la localisation des contacts entre la masse des Schistes Lustrés et sa semelle de glissement triasique (anhydrite) d'une part, et entre la semelle triasique et le socle d'autre part. Ce deuxième contact fait lui aussi l'objet d'une reconnaissance par forage dirigé.

- Zone 6 : zone briançonnaise (Ambin).

C'est le secteur des plus hautes couvertures (max. 2000 mètres), constitué essentiellement de micaschistes. Nous reviendrons en détail sur la géologie de ce secteur dans le chapitre B.1.

- Zone 7 : zone piémontaise (côté Italie).

Cette zone est principalement constituée par des calcschistes semblables à ceux de la zone piémontaise française. Elle est chevauchante sur la zone d'Ambin et présente à sa base une couche de décollement constituée de faciès triasiques, fracturés et remaniés.

Après avoir présenté le projet qui servira de support à notre étude, nous allons maintenant préciser la notion de contraintes naturelles.

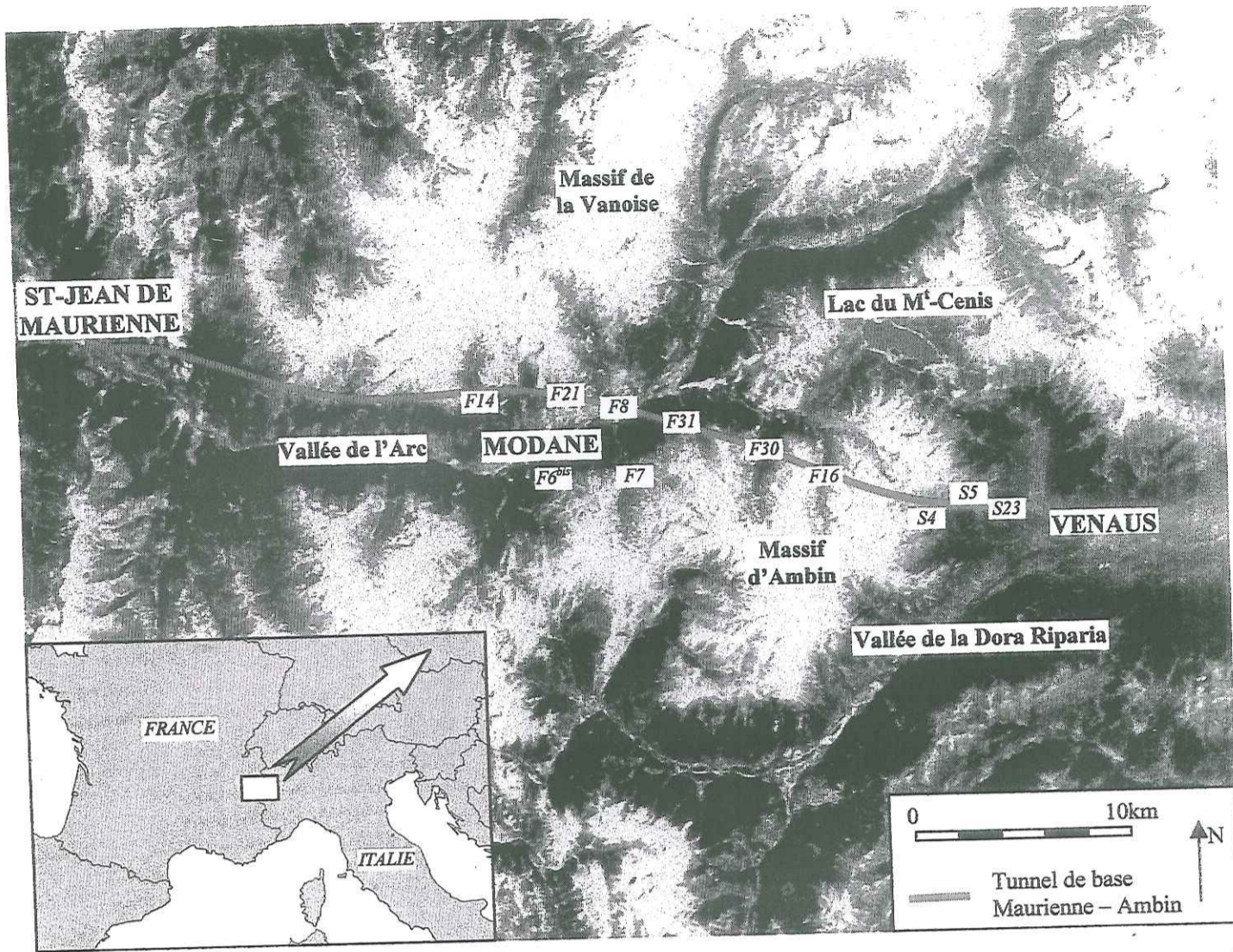


Figure A-1. Localisation du tunnel Maurienne - Ambin et des principaux forages de reconnaissance utilisés dans cette étude.
Image Landsat orthorectifiée (couleurs réelles).

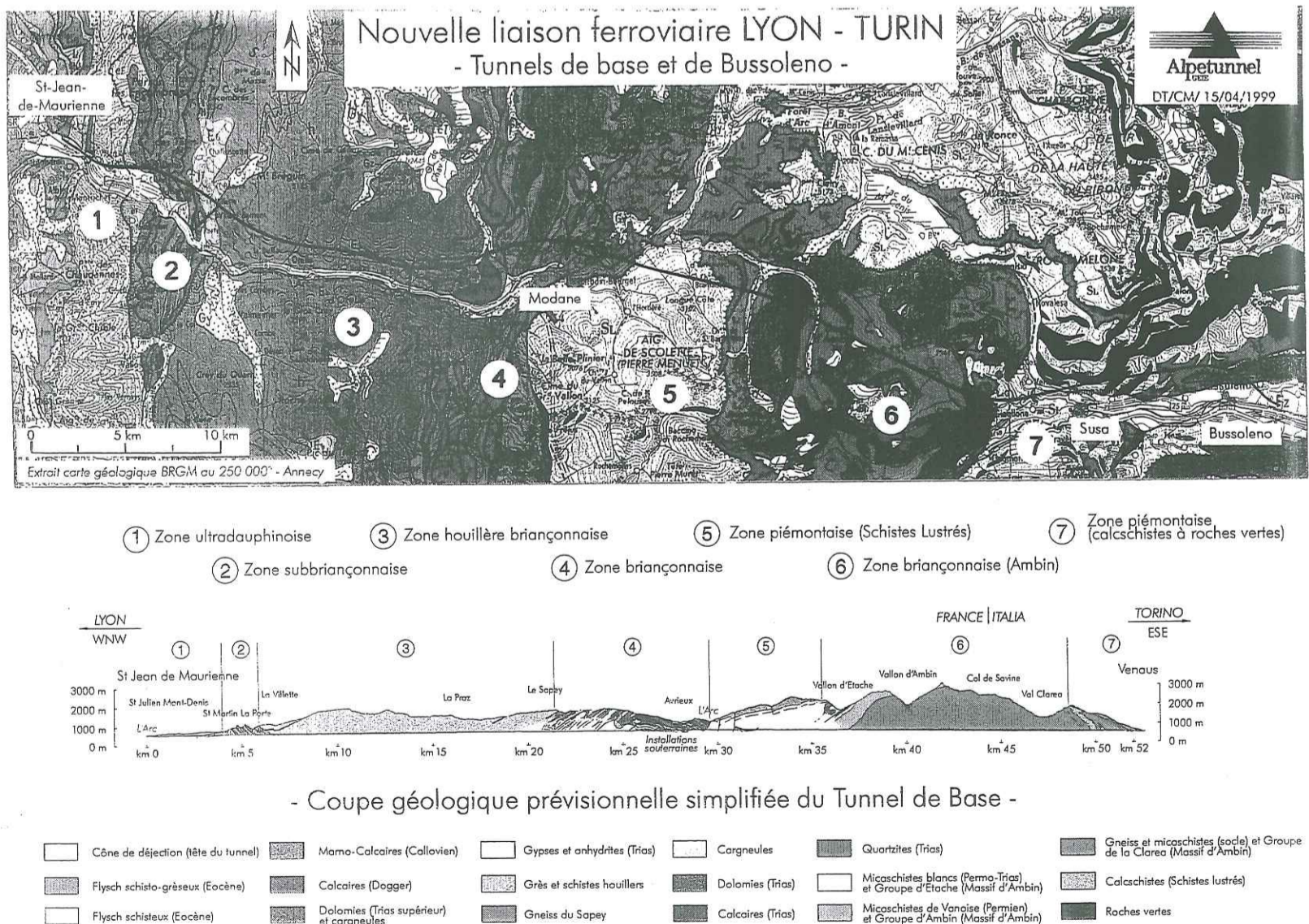


Figure A-2. Carte et coupe géologique prévisionnelle du tunnel Maurienne - Ambin.

A.2. Les contraintes naturelles dans un massif rocheux.

A.2.1. Définition et importance des contraintes dans un massif rocheux.

En mécanique des milieux continus, une contrainte est une quantité fictive définie en considérant l'interaction entre deux parties d'un milieu à travers une petite surface orientée. Soit V un volume situé dans le milieu, dS un élément de surface sur la surface extérieure de V , et P un point sur dS . Le milieu à l'extérieur de V interagit sur le milieu situé à l'intérieur en exerçant une force df à travers dS ; la contrainte $\sigma_{dS}(P)$ en P sur la facette dS est alors définie comme le rapport $\sigma_{dS}(P) = df/dS$.

L'état de contraintes au point P peut être défini en calculant le vecteur contrainte $\sigma_{dS}(P)$ pour toutes les facettes dS passant par le point P . Mais plus simplement, il suffit de connaître les vecteurs des contraintes en P suivant les facettes perpendiculaires à trois directions orthogonales (e_1, e_2, e_3) pour déterminer complètement l'état de contraintes en P . Les composantes des vecteurs $\sigma_{(e_1)}, \sigma_{(e_2)}$ et $\sigma_{(e_3)}$ définissent un tenseur cartésien du second ordre appelé tenseur des contraintes σ_{ij} .

D'une autre manière, le tenseur des contraintes peut être représenté par les trois contraintes principales σ_1, σ_2 et σ_3 et leurs orientations respectives, qui sont simplement les valeurs propres et vecteurs propres du tenseur des contraintes. Le tenseur des contraintes en un point est donc défini par six grandeurs scalaires indépendantes (tenseur symétrique du second ordre).

Le problème se complique toutefois en mécanique des roches, puisqu'un milieu rocheux est toujours hétérogène et discontinu. Il est donc nécessaire de définir tout d'abord un milieu continu équivalent au milieu discontinu rocheux, ce qui ne peut se faire qu'au-dessus d'un volume critique appelé volume élémentaire représentatif (V.E.R.). L'état de contraintes régnant dans un volume de roche supérieur au V.E.R. peut alors être considéré uniforme et représenté par le tenseur local des contraintes.

En particulier, la mesure du tenseur local des contraintes doit toujours s'accompagner de la définition du V.E.R., dont on doit s'assurer qu'il est compatible avec l'échelle du problème posé.

La connaissance de l'état de contraintes naturel dans un massif rocheux est importante dans les domaines connexes de la géologie (orogénèse, prévision des tremblements de terre, tectonique, géologie structurale), de l'énergie (stabilité et déviation des forages pétroliers, développement de la fracturation, gestion de production de réservoirs, stockages souterrains d'hydrocarbures) et du génie civil et minier (stabilité des excavations souterraines, méthodes d'excavation, conception des piliers de mines, prévision des décompressions violentes, conception des barrages, etc.).

Dans le domaine de la construction souterraine, les contraintes naturelles contrôlent la distribution des contraintes autour des excavations; les concentrations de contraintes en paroi ou au front peuvent induire des ruptures parfois explosives (décompressions violentes) ou des déformations excessives telles qu'un effondrement du toit, un mouvement des parois ou le soulèvement du radier.

La connaissance des contraintes naturelles doit donc entrer dans la conception d'une excavation souterraine à différents stades: elle peut concerner la géométrie, le dimensionnement, les séquences d'excavation et l'orientation de l'excavation, ainsi que le choix et le dimensionnement du soutènement et du revêtement.

D'un point de vue pratique, lorsque les contraintes naturelles sont très inférieures à la résistance de la roche, le but sera de minimiser les concentrations de contraintes en paroi en créant un champ de contraintes aussi uniforme que possible et en évitant les zones de traction; par exemple une excavation circulaire sera idéale dans un champ de contraintes naturelles isotrope. En revanche lorsque les con-

traintes naturelles sont élevées, ce concept n'est plus valable (Hoek et Brown, 1980) et la forme de l'excavation devra cette fois permettre de concentrer les zones fortement comprimées dans des zones particulières dont on peut contrôler l'extension.

A.2.2. L'origine des contraintes naturelles.

Les contraintes dans les roches peuvent être divisées en contraintes naturelles et contraintes induites. Les contraintes naturelles sont celles qui nous intéressent ici; ce sont les contraintes qui existent dans la roche avant toute perturbation. Les contraintes induites en revanche sont associées à des perturbations artificielles (excavation, forage, pompage, chargement, etc.) ou sont induites par des changements des conditions naturelles (séchage, gonflement, consolidation, etc.). La Figure A-3 donne une traduction française simplifiée de la terminologie anglaise proposée par Amadei et Stephansson (1997) pour les différentes composantes des contraintes rocheuses.

Gravité et topographie.

L'approche classique de Terzaghi issue de la mécanique des sols suppose que, dans un milieu élastique linéaire isotrope à surface libre horizontale, la contrainte verticale est principale majeure et égale au poids des terres ($\sigma_v = \rho \cdot g \cdot z$, $\rho \cdot g$ étant le poids volumique de la roche et z la profondeur), et que les deux contraintes principales horizontales sont égales entre elles et proportionnelles à la contrainte verticale dans un rapport K_0 inférieur à 1.

Différentes expressions ont été proposées pour K_0 : Talobre (1957), reprenant l'hypothèse de Heim (1878), suggère que l'incapacité des roches à supporter des déviateurs de contrainte importants conduit à forte profondeur à un état de contrainte lithostatique dans lequel les trois contraintes principales sont égales à $\rho \cdot g \cdot z$ (cela revient donc à appliquer la méthode de Terzaghi avec $K_0 = 1$).

Une autre expression classique est $K_0 = \nu/(1-\nu)$, ν étant le coefficient de Poisson de la roche; c'est le coefficient de poussée des terres au repos souvent utilisé en mécanique des sols, que l'on calcule facilement en considérant que la gravité s'applique seule à un massif rocheux à déplacements horizontaux bloqués. Par exemple, un poids volumique moyen de 0.027 MN/m^3 et un coefficient de Poisson de 0.25 conduiraient à un gradient vertical de 0.027 MPa/m pour σ_v et de 0.009 MPa/m pour σ_h .

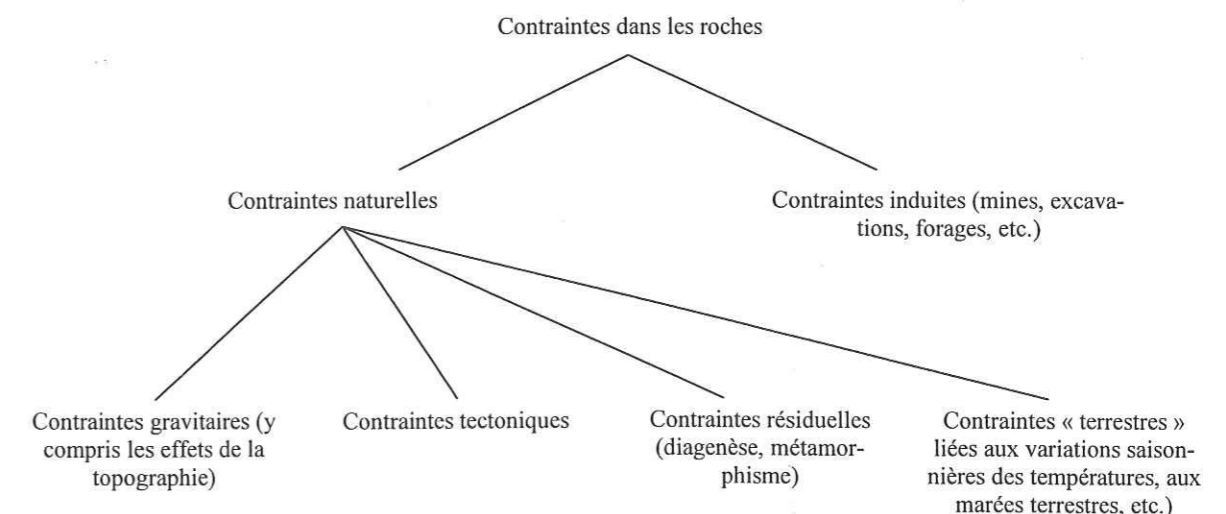


Figure A-3. Les contraintes dans les massifs rocheux (d'après Amadei et Stephansson, 1997).

($K_0 = 1/3$).

Cette approche est généralement valable pour des sols normalement consolidés mais ne peut raisonnablement plus être utilisée directement dans un massif rocheux, car les conditions topographiques et géologiques notamment y sont très différentes : la surface d'un massif rocheux est rarement horizontale et il peut avoir subi au cours de son histoire des contraintes tectoniques ou d'origine glaciaire (cas par exemple de la Scandinavie). La distribution des contraintes est en particulier modifiée notablement lorsque la topographie est complexe ; dans les massifs montagneux, on observe, comme nous le verrons par la suite (chapitre D), que les contraintes aussi bien horizontales que verticales ont tendance à augmenter sous les vallées et à diminuer sous les sommets par rapport à un modèle à surface libre horizontale.

Contraintes tectoniques.

Les contraintes tectoniques peuvent être de deux types (Zoback et al., 1989) :

1. les contraintes globales provenant des forces agissant aux limites des plaques lithosphériques, telles que des cisaillements exercés à la base de la lithosphère ou les poussées horizontales consécutives à l'arrivée du magma dans les rifts océaniques ; elles sont supposées être uniformes sur de grandes étendues (plus de 10000 km²), mais elles ne sont pas nécessairement égales sur les côtés opposés d'une région et peuvent être accompagnées par des cisaillements à la base de la plaque, entraînant éventuellement une rotation des contraintes principales dans cette région.
2. les contraintes locales engendrées par des courbures de la lithosphère, dues à des charges de surface ou à la subduction d'une plaque, ou encore par la compensation isostatique.

Contraintes résiduelles.

Ce sont des contraintes auto-compensées (les tractions et les compressions s'équilibrent) qui subsistent dans les roches après disparition des forces et moments qui les ont créées (tectoniques, thermiques, etc.). Elles existent à des échelles allant du cristal à l'échelle macroscopique. Hyett et al. (1986) ont défini trois conditions nécessaires pour générer des contraintes résiduelles : (a) un changement du niveau d'énergie, (b) une hétérogénéité des différentes parties constituantes du matériau, et (c) une compatibilité entre ces différentes parties constituantes.

Anisotropie de la roche.

Amadei (1996) a montré que la relation $K_0 < 1$ imposée par les principes thermodynamiques pour les milieux isotropes disparaissait dans le cas anisotrope ; il est possible d'obtenir $\sigma_h > \sigma_v$ en choisissant par exemple des valeurs convenables des coefficients de Poisson dans les directions horizontale et verticale. Etant donné que l'anisotropie des roches diminue avec le confinement, la valeur de K_0 doit également varier avec la profondeur.

Cependant, la prise en compte de l'anisotropie de la roche ne semble pas influencer la contrainte verticale : les modèles développés par Amadei et al. (1987) et Amadei et Pan (1992) montrent que dans un milieu homogène à surface horizontale, quel que soit le degré d'anisotropie, la contrainte verticale reste principale et égale au poids des terres.

Sphéricité de la Terre.

McCutchen (1982) a modélisé une coquille isotrope représentant la croûte terrestre, de densité uniforme et soumise à la gravité ; le manteau est supposé indéformable et les déplacements à l'interface croûte-manteau (discontinuité de Mohorovicic) sont nuls. Avec ce modèle simple, McCutchen a cal-

culé une variation de K_0 avec la profondeur suivant approximativement une loi en $1/z$, consistante avec les expressions données dans la littérature (cf. § A.2.5.), mais avec des valeurs de K_0 trop faibles. McCutchen a ainsi montré qu'avec un modèle élastique très simple, on pouvait expliquer qualitativement l'existence de contraintes horizontales élevées dans les premiers kilomètres de la croûte.

Sheorey (1994) a étendu le modèle de McCutchen en tenant compte des déformations dans le manteau, des contraintes d'origine thermique et des variations avec la profondeur de la densité des roches, de la température, du coefficient de dilatation thermique et des paramètres élastiques. L'état de contrainte dans le manteau est supposé hydrostatique, et les déplacements verticaux sont nuls à la base du manteau (discontinuité de Gutenberg). Ce modèle permet d'obtenir une loi de variation de K_0 avec la profondeur plus réaliste, et de dégager plusieurs tendances importantes :

1. la contrainte horizontale dans la couche superficielle est fortement dépendante du module d'élasticité de cette couche (la contrainte horizontale augmente avec le module d'Young) ;
2. la prise en compte de la dilatation thermique permet de garder la contrainte horizontale superficielle dans des limites raisonnables (dans l'exemple proposé par Sheorey: 11 MPa en tenant compte de la dilatation, au lieu de 132 MPa sans dilatation) ;
3. les plus fortes contraintes horizontales doivent être attendues là où la croûte est la plus épaisse, c'est-à-dire dans la croûte continentale.

Sheorey a également établi que l'anisotropie de la couche superficielle n'avait pas une influence déterminante sur la valeur de la contrainte horizontale.

A.2.3. Les méthodes de mesure des contraintes in-situ.

Les contraintes sont des grandeurs immatérielles, non observables. Elles ne sont donc pas mesurables directement. Toutefois leur présence ou leurs variations entraînent des effets observables sur la matière, tels que changements de forme ou de volume, ou changements de propriétés mécaniques, électriques ou optiques. Des techniques permettant d'observer et de quantifier certains de ces phénomènes, et principalement ceux liés aux déformations de la matière, à l'intérieur des massifs rocheux ont pu être développées, et des modèles d'interprétation permettant de relier l'ampleur des phénomènes observés aux contraintes in-situ ont été élaborés.

Pour faciliter la revue des nombreuses méthodes de mesure des contraintes naturelles développées à ce jour, on peut les regrouper suivant le principe physique fondamental que chacune d'elles met à profit. Nous retenons quatre grandes catégories qui sont les techniques basées sur le principe du rétablissement, de récupération, de fracturation ou d'un autre principe moins direct.

A.2.3.1. Les techniques basées sur le principe du rétablissement (« jacking methods »).

Le principe du rétablissement consiste d'abord à relâcher une contrainte par réalisation d'une saignée. On mesure ensuite les déplacements induits à l'aide de repères ; ces repères sont ramenés à leur position initiale par l'application d'une pression dans la saignée à l'aide d'un vérin. Cette pression appliquée au rocher est supposée égale à la contrainte naturelle qui agissait normalement à la saignée.

Ce principe est utilisé par la méthode du vérin plat, l'une des premières techniques utilisées en mécanique des roches pour mesurer les contraintes naturelles à la paroi d'une excavation (Mayer et al., 1951). Elle a depuis été normalisée par l'ISRM (Kim et Franklin, 1987). Son avantage est qu'elle fournit une mesure directe d'une contrainte que l'on suppose principale. Cependant ses inconvénients sont nombreux : les mesures sont coûteuses, car on ne mesure qu'une contrainte par essai ; l'orientation des contraintes principales doit être connue a priori car la présence éventuelle d'une contrainte de cisaillement sur le vérin perturbe la mesure ; la relation contrainte - déformation de la roche

doit être réversible ; et surtout la méthode n'est réalisable qu'à la paroi d'une excavation, donc dans la zone où le champ de contraintes naturelles a été perturbé par l'excavation (on mesure en fait à la fois les contraintes naturelles et les contraintes induites).

A.2.3.2. Les techniques basées sur le principe de récupération (« relief methods »).

Le principe de récupération consiste à instrumenter une portion de roche de façon à mesurer des déplacements ou des déformations parallèlement à la direction de la contrainte recherchée, puis à libérer cette portion de la contrainte à laquelle elle est soumise. Le relâchement produit une déformation ou un déplacement mesuré par le capteur. La relation contrainte - déformation de la roche est alors déterminée à l'aide d'essais de laboratoire appropriés ; elle permet de retrouver l'intensité de la contrainte inconnue.

Ce principe est utilisé par la plupart des méthodes de mesure des contraintes.

Il peut s'agir d'une récupération à la paroi d'une excavation comme avec la méthode de sous-carottage (Duvall, 1974) : un trou de 150 mm de diamètre est foré au centre d'un cercle de 250 mm qui avait été préalablement équipé de six repères espacés de 60° chacun ; les déplacements des repères pendant le forage du trou central sont ensuite reliés aux composantes des contraintes parallèles à la paroi de l'excavation. Comme pour la technique du vérin plat, cette méthode présente le gros inconvénient de mesurer les contraintes dans la zone d'influence de l'excavation.

Il s'agit plus souvent d'une récupération en forage, avec l'une des trois variantes suivantes :

1. Les techniques de sur-carottage avec les cellules CSIR (Leeman et Hayes, 1966), CSIRO (Worotnicki et Walton, 1976) ou USBM (Merrill, 1967) consistent à réaliser un premier forage de gros diamètre et au fond de celui-ci un forage pilote de plus petit diamètre que l'on instrumente avec l'une des cellules présentées ci-dessus. On vient ensuite surcarotter le forage pilote au diamètre du forage principal. Certaines composantes du champ de contraintes sont alors reliées aux déformations du forage pilote pendant l'opération de sur-carottage.

Ces techniques opèrent à une distance de 10 à 50 mètres de la paroi d'une excavation ; elles présupposent que le sur-carottage se fasse dans une roche non fracturée, ce qui implique que la roche soit saine et que les contraintes naturelles soient très inférieures à sa résistance pour éviter tout phénomène de discage.

2. La technique du « doorstopper » (Leeman, 1971) consiste à réaliser un premier trou d'un diamètre de 95 à 103 mm jusqu'au point de mesure, à polir et instrumenter le fond du forage, puis à poursuivre le carottage avec le même outil sur quelques centimètres pour libérer les contraintes agissant sur la cellule de mesure. Ses avantages majeurs sont un coût réduit permis par la réalisation d'un seul forage en petit diamètre, et le fait que la longueur de sur-carottage soit très courte, ce qui permet d'appliquer la technique dans un massif fracturé ou sujet au discage.

3. Le « borehole slotter » (Bock, 1993) est une sonde qui permet la mesure des déformations à la paroi d'un forage sans avoir recours au sur-carottage. Elle est équipée d'une scie circulaire qui découpe une fente parallèle à l'axe du forage tout en mesurant les déformations tangentielles récupérées à proximité immédiate de celle-ci pendant sa réalisation. Pour déterminer les contraintes perpendiculaires à l'axe du forage, il faut tester un minimum de trois fentes espacées de 120°.

Ses avantages principaux sont d'être rapide, économique et facile à mettre en œuvre puisqu'aucune préparation du forage n'est requise.

A.2.3.3. Les techniques basées sur la fracturation.

Le principe de fracturation proprement dit consiste à amener une portion du massif rocheux à la rupture et à retrouver, connaissant son critère de rupture, les contraintes qui ont entraîné la rupture.

Ce principe est utilisé par la méthode de fracturation hydraulique classique. D'autre part une méthode qui en a été plus récemment dérivée, la méthode HTPF (Hydraulic Testing on Preexisting Fractures), repose à la fois sur le principe de la fracturation et sur celui du rétablissement. Ces deux méthodes sont décrites en détail au paragraphe C.1.

L'intérêt principal de ces méthodes est qu'elles sont utilisables jusqu'à une très grande profondeur, contrairement à toutes les méthodes décrites ci-dessus qui sont limitées à une profondeur maximale d'environ 50 mètres.

A.2.3.4. Les autres techniques.

Il existe enfin de nombreuses méthodes, plus ou moins indirectes, pour estimer l'état de contraintes in-situ.

Ce sont notamment les méthodes de recouvrement des déformations en laboratoire, qui consistent à observer les réponses d'échantillons issus d'un forage : on trouve dans cette catégorie la méthode ASR de recouvrement des déformations anélastiques (Teufel, 1982) et la méthode DSCA d'analyse des courbes de déformations différentielles (Strickland et Ken, 1980). Ces méthodes sont bien adaptées aux forages très profonds, lorsque la fracturation hydraulique n'est pas applicable.

Ce sont aussi des méthodes basées sur l'observation des déformations des parois de forages liées à l'état de contraintes : rupture spontanées à la paroi (borehole breakout), apparition de fissures de traction, glissements sur plans de fractures préexistants. Ces phénomènes et leur relation avec l'état de contraintes sont discutés dans le § C.4.

On peut enfin citer les méthodes basées sur l'analyse des séismes (voir § A.3.1.), l'utilisation de l'effet Kaiser (Holcomb, 1993), l'analyse des vitesses de propagation des ondes in-situ, le discage des carottes, etc.

A.2.3.5. Récapitulation.

Toutes les méthodes présentées ci-dessus sont récapitulées dans le Tableau A-1, avec pour chacune d'elles une estimation du volume de roche mis en jeu dans la mesure. On notera l'extrême variabilité de ce volume d'une méthode à l'autre.

Tableau A-1. Les méthodes de mesure des contraintes in-situ, avec une estimation du volume de roche testé par chacune d'elles (d'après Amadei et Stephansson, 1997).

Principe physique	Méthode	Volume (m ³)
Rétablissement	Vérin plat	0.5 à 2
Récupération	Sous-carottage	10 ⁻³
	Sur-carottage, borehole slotter	10 ⁻³ à 10 ⁻²
Fracturation	Fracturation hydraulique	0.5 à 50
	HTPF	1 à 10
Divers	ASR	10 ⁻³
	DSCA	10 ⁻⁴
	Borehole breakout	10 ⁻² à 10 ²
	Séismes	10 ⁹
	Méthodes indirectes (effet Kaiser, etc.)	10 ⁻⁴ à 10 ⁻³

A.2.4. Incertitude sur les mesures de contraintes in-situ.

Il faut tout d'abord souligner qu'il est difficile d'appliquer strictement la notion d'incertitude à une mesure de contraintes in-situ. Par exemple, la précision d'un appareil de mesure est normalement déterminée à partir de tests de laboratoire au cours desquels on compare contrainte appliquée et contrainte mesurée. Or, par nature, les méthodes de mesure in-situ des contraintes ne peuvent guère se prêter à ce genre d'étalonnage.

Toutefois, on présente généralement les résultats de mesure de contraintes in-situ avec un intervalle de confiance qui tient compte de trois sources principales d'incertitudes :

Variations naturelles (« hétérogénéités locales »).

Les contraintes naturelles varient d'un point à l'autre car elles dépendent des propriétés mécaniques, de la structure géologique, de l'histoire de la roche, de la topographie, de la présence éventuelle de cavités, etc. Les contraintes locales peuvent varier notablement dans des massifs rocheux constitués d'unités ayant des propriétés mécaniques différentes, telles que des roches sédimentaires, mais ce phénomène peut même apparaître aléatoirement dans des roches dures uniformes (Leijon, 1989).

Des variations apparaissent aussi à l'échelle des grains de roche, ce qui peut poser problème si on travaille à cette échelle (par exemple avec des jauges de déformation dans des roches à gros éléments comme la pegmatite).

Incertaines liées au processus de mesure lui-même.

Elles peuvent provenir d'erreurs dues à la conception ou la réalisation de l'appareil de mesure, à son positionnement ou à la procédure expérimentale elle-même. Il peut par exemple s'agir de variations de température non compensées lorsqu'on utilise des jauges de déformation.

Incertaines associées au traitement des données.

Elles peuvent être dues à un mauvais choix des données à analyser, à un mauvais traitement des données (par exemple, pour la détermination des pressions caractéristiques pour la fracturation hydraulique), à la non-vérification des hypothèses de base de la méthode employée (par exemple lorsque l'on utilise la fracturation hydraulique classique dans un forage non vertical ou avec des fractures obliques), à une mauvaise estimation des propriétés mécaniques de la roche entrant dans l'analyse ou à un mauvais échantillonnage des zones à tester (on ne fait généralement les mesures que dans les zones saines, ce qui conduit probablement à surestimer le tenseur des contraintes).

Finalement, une mesure de contraintes in-situ n'est jamais très précise. Dans de très bonnes conditions, lorsque la roche homogène et continue a un comportement linéaire élastique et que l'on se trouve entre des frontières géologiques bien définies, Amadei et Stephansson (1997) estiment que l'on peut mesurer les contraintes avec une erreur de 10 à 20 % aussi bien sur les modules que sur les orientations. En revanche, dans de mauvaises conditions (roches altérées, fracturées, de faibles qualités mécaniques), de telles mesures sont très difficiles et ont un faible taux de réussite.

A.2.5. Les contraintes naturelles dans la lithosphère.

Hoek et Brown (1980) ont synthétisé 116 résultats de mesures de contraintes, pour la plupart réalisées dans des mines, provenant d'Australie (49 mesures), du Canada (13), des Etats-Unis (17), de Scandinavie (16), d'Afrique du Sud (17) et d'autres régions (4, dont une dans le tunnel du Mont-Blanc). Les mesures ont été faites par plusieurs méthodes différentes, dans toutes sortes de contextes géologiques et topographiques.

Ces résultats semblent indiquer que dans ces régions (Fig. A-4) :

- les contraintes verticales sont en moyenne bien approchées par le simple poids des terrains surincombants, mais elles peuvent ponctuellement s'en écarter de façon importante (diagramme de droite) ;
- à moins de 500 m de profondeur, les contraintes horizontales sont presque toujours supérieures à la contrainte verticale ;
- au-delà de 1000 m de profondeur, les contraintes horizontales et verticales tendent à s'égaliser, conformément à l'hypothèse de Heim.

Ces tendances doivent toutefois être considérées avec une grande prudence, car d'une part elles présentent une grande dispersion, et d'autre part elles synthétisent des données d'origine et de nature variées, avec toutefois une forte proportion de roches cristallines, sans tenir compte des spécificités de chaque site de mesure (histoire géologique, topographie, technique de mesure, incertitude sur la mesure, etc.).

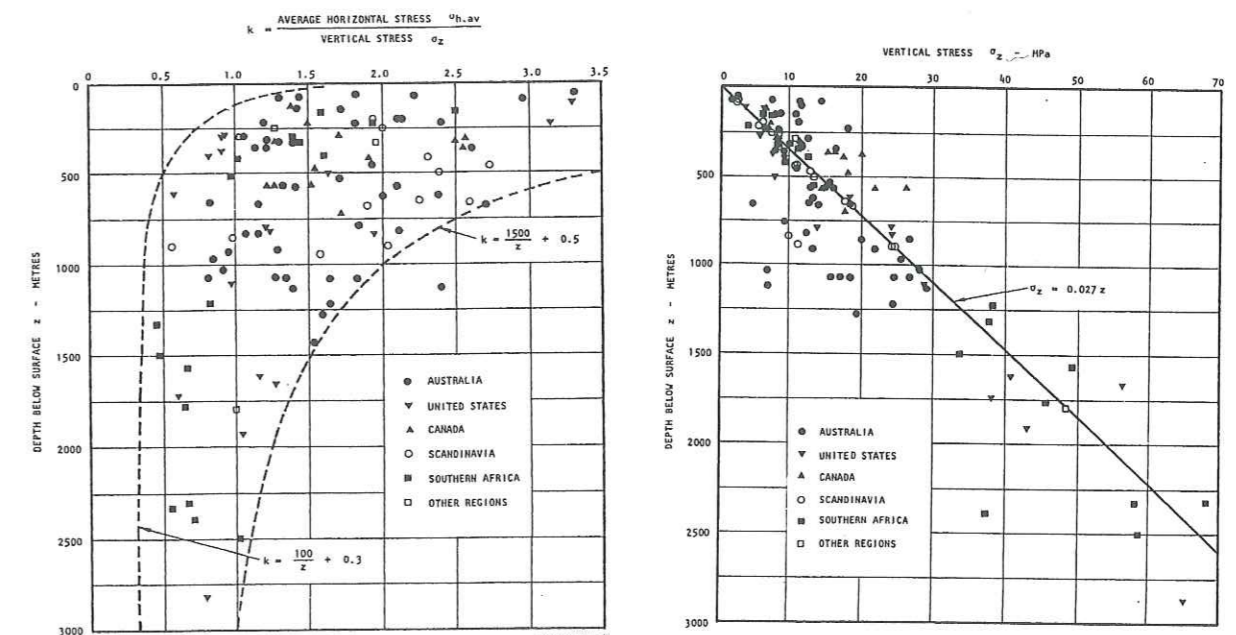


Figure A-4. A gauche, variation du rapport K_0 mesuré avec la profondeur ; à droite, variation des contraintes verticales mesurées avec la profondeur (Hoek et al., 1980).

A.3. Les contraintes naturelles dans les Alpes.

A.3.1. Etat de contraintes généralisé en Europe et dans les Alpes.

Depuis une trentaine d'années, de nombreuses données sur l'état de contraintes dans la partie superficielle de la croûte terrestre ont été acquises, collectées dans des bases de données régionales puis compilées dans une base de données mondiale ; cette dernière phase fait l'objet du « World Stress Map Project » (projet de carte mondiale des contraintes), initié en 1986 (Zoback, 1992).

En 1992, environ 7300 données étaient compilées dont 1478 pour l'Europe (Müller et al., 1992) : ce sont des observations géologiques de surface, des mesures directes de contraintes dans les deux premiers kilomètres de profondeur, des ruptures en forage dans les cinq premiers kilomètres et des mécanismes au foyer de séismes dans les vingt premiers kilomètres de la lithosphère. De grands domaines de contraintes à l'intérieur desquels la direction de la contrainte horizontale majeure σ_H est uniforme ont été identifiés. Il apparaît en particulier que les directions de mouvement de nombreuses grande plaques coïncide avec les directions régionales des contraintes horizontales maximales.

Concernant l'Europe, trois grands domaines apparaissent en premier lieu (Fig. A-5) : (1) l'Europe de l'Ouest où σ_H a une orientation uniforme NW-SE, (2) l'Europe du Nord y compris la Scandinavie, où les orientations sont très dispersées, et (3) la Méditerranée orientale où σ_H est orientée N-S.

A l'intérieur de l'Europe de l'Ouest, des perturbations importantes sont apportées localement par les Alpes occidentales (Fig. A-6). L'analyse des mécanismes au foyer de séismes récents révèle en effet une *distribution radiale des orientations de σ_H , perpendiculairement à l'Arc alpin*, avec toutefois une dispersion non négligeable autour de cette orientation moyenne. Cette distribution actuelle est consistante avec les orientations des paléocontraintes, elles-mêmes inférées de l'observation actuelle du plissement alpin. La distribution en éventail des contraintes horizontales maximales serait la conséquence du mouvement relatif de la croûte des Alpes internes vers les zones externes à l'Ouest, dans le cadre plus général de la convergence N-S de l'Afrique et de l'Europe.

Notons bien que les données collectées dans les Alpes occidentales proviennent presque exclusivement de l'analyse de séismes ayant eu lieu dans les dix premiers kilomètres de profondeur ; elles ne sont donc pas nécessairement représentatives des états de contraintes plus proches de la surface qui nous intéressent particulièrement.

Dans le massif d'Ambin, si l'on applique les résultats d'ensemble, la direction de σ_H en profondeur serait approximativement N110, c'est-à-dire presque parallèle au tunnel Maurienne - Ambin.

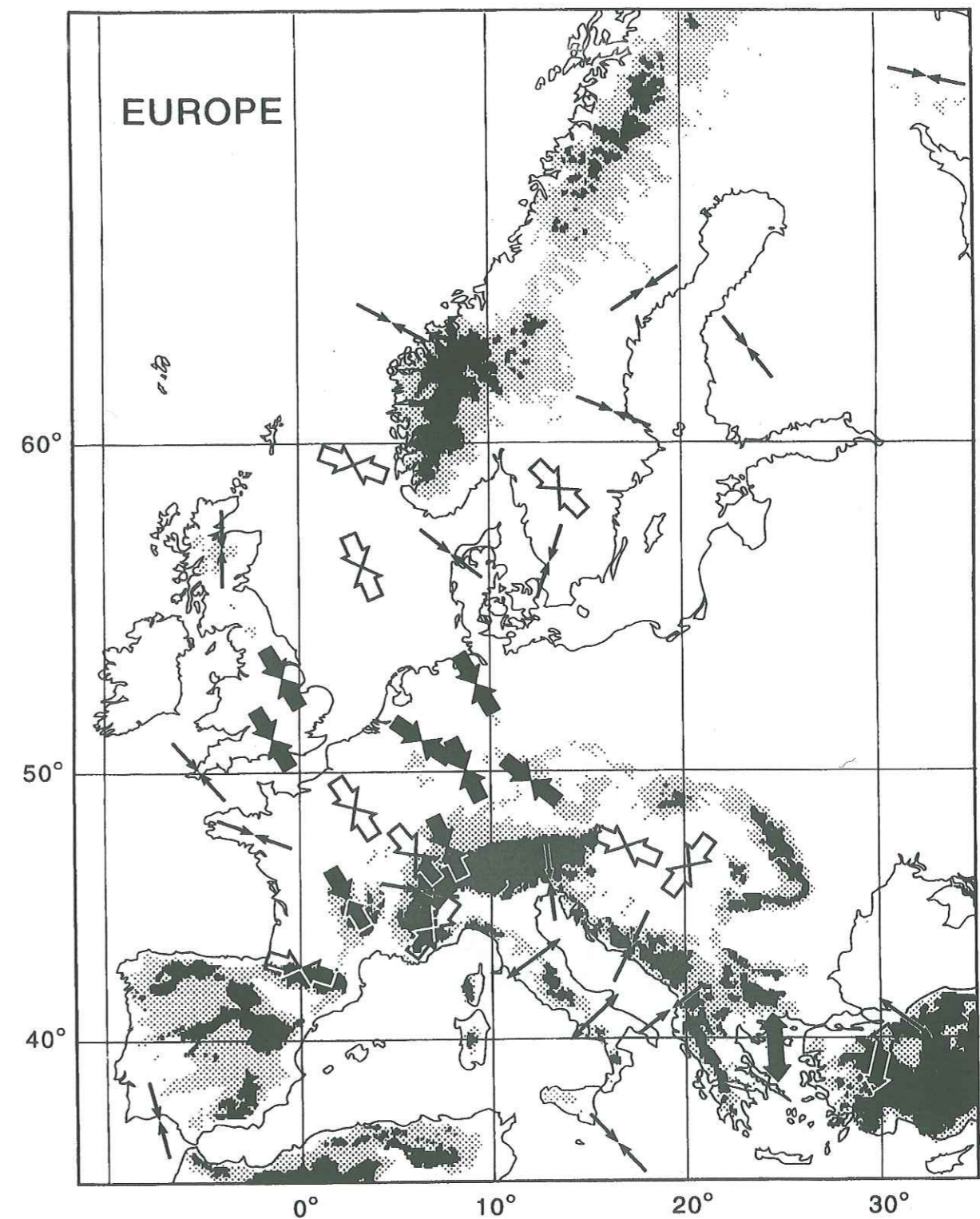


Figure A-5. Directions des contraintes horizontales majeures en Europe (Amadei et Stephansson, 1997, d'après Müller et al., 1992).

Les flèches indiquant la direction de σ_H sont dirigées vers l'intérieur lorsque le régime de contraintes est compressif, et vers l'extérieur si le régime est extensif. Les flèches sont d'autant plus épaisses (par ordre croissant : flèches fines, puis grosses flèches blanches, puis grosses flèches pleines) que les données sont nombreuses et cohérentes.

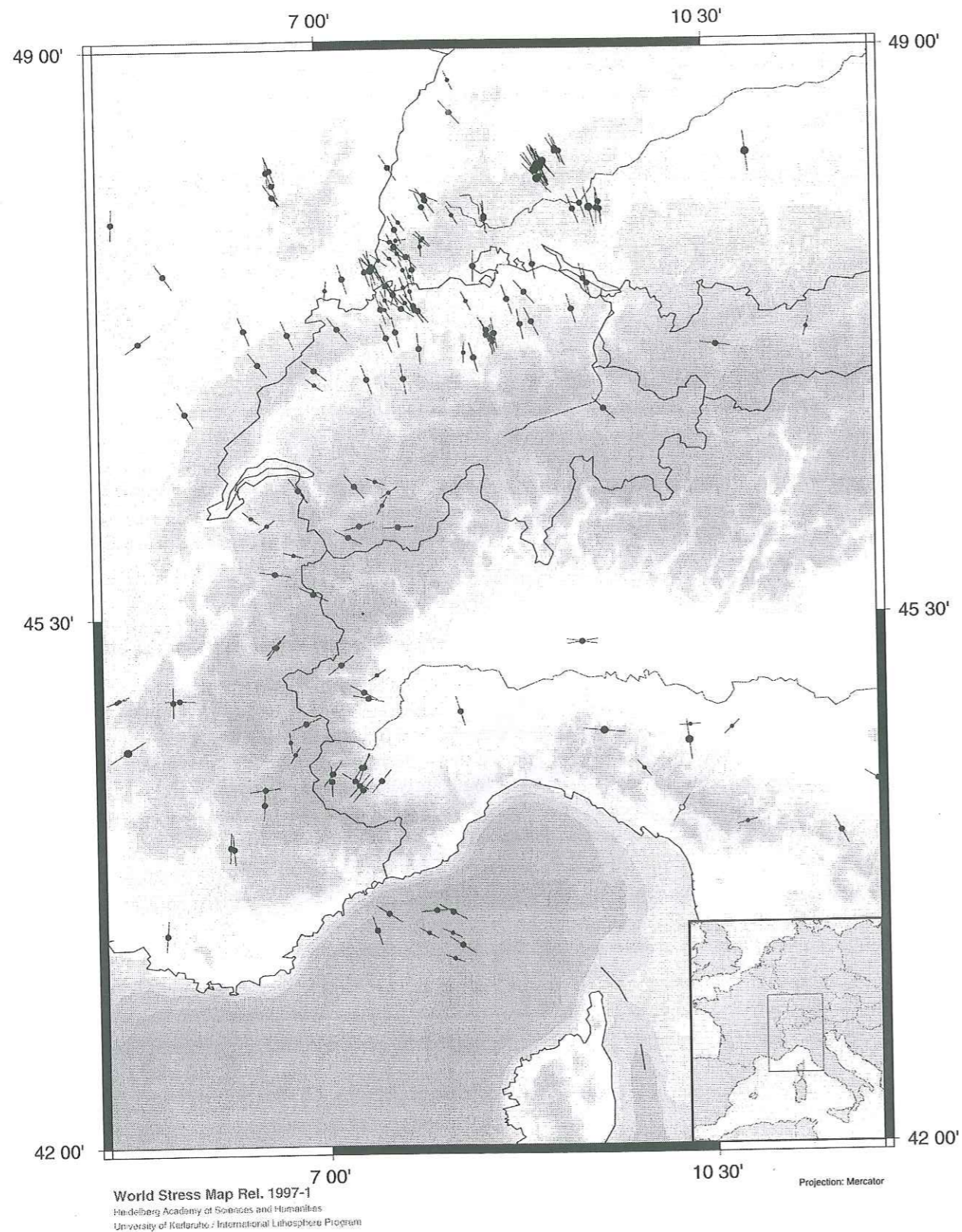


Figure A-6. Directions des contraintes horizontales majeures dans les Alpes déduites principalement de l'analyse des mécanismes au foyer de séismes (Müller et al., 1997).

Les tailles des symboles utilisés sont proportionnelles à la fiabilité de chaque mesure.

A.3.2. Etats de contraintes mesurés ponctuellement dans des galeries ou forages alpins.

Après ces considérations sur les grandes tendances régionales du champ de contraintes naturelles dans les Alpes occidentales, nous allons maintenant nous intéresser aux états de contraintes mesurés ponctuellement dans des tunnels routiers (Fréjus, Mont-Blanc) ou des forages de reconnaissance pour de futurs tunnels (Mercantour, Löttschberg).

Les mesures réalisées dans les forages de reconnaissance du projet de tunnel Maurienne – Ambin n'entrent pas dans le cadre de ce chapitre introductif, mais seront traitées en détail dans le chapitre C.

A.3.2.1. Tunnel routier du Fréjus.

Préambule : le tunnel ferroviaire.

Depuis 1870, un tunnel ferroviaire d'une longueur de 12.2 km relie Modane (France) à Bardonnèche (Italie), et ainsi Lyon à Turin. Son altitude est comprise entre 1200 et 1340 m et la couverture de terrain atteint 1600 m sous la cime du Fréjus ; son orientation moyenne est N160

Sa construction a duré 12 ans et les cadences d'avancement journalières moyennes obtenues sont allées de 75 cm/j en début de chantier (en manuel), à 2 m/j les dernières années après l'invention de la perforatrice mécanique de Sommeiller !

A notre connaissance, il n'existe pas de données sur l'état de contraintes régnant autour de ce tunnel.

Le tunnel routier.

Ce nouveau tunnel a un tracé proche du tunnel ferroviaire, excepté sur les premiers kilomètres côté France, où l'on a décalé le tracé vers le Nord afin d'entrer directement dans les Schistes Lustrés. Sa longueur est de 12.8 km (dont 6.5 en France et 6.3 en Italie), sa section excavée moyenne de 90 m², son altitude comprise entre 1230 et 1300 m, et son recouvrement maximal de 1700 m.

Le tunnel routier est implanté intégralement dans les Schistes Lustrés, semblables à ceux qui seront rencontrés par le tunnel Maurienne - Ambin. La roche est considérée, du point de vue géomécanique, comme douée d'isotropie transverse ; elle possède une anisotropie mécanique prononcée, associée à un comportement fragile en compression simple. La schistosité est plus ou moins parallèle à la direction générale Nord - Sud du tunnel, à pendage de 25 à 50° vers l'Ouest.

Ce tunnel a été foré à l'explosif en pleine section en six ans (de 1974 à 1980) avec un avancement moyen de 7.5 m/j. Malgré les hauteurs de recouvrement importantes, on n'a observé aucun phénomène de décompression violente au cours du chantier.

Observation des convergences.

Les convergences ont été suivies systématiquement aussi bien côté français que côté italien. Aucune corrélation n'apparaît clairement entre convergence et hauteur de couverture : les plus fortes convergences, jusqu'à 25 cm, ont été obtenues sous des couvertures moyennes de 800 à 1200 m alors que les plus fortes couvertures, jusqu'à 1700 m, n'ont donné lieu qu'à de faibles convergences, de 0 à 10 cm.

Deux explications ont été avancées, sans qu'il soit possible d'en préférer une (Berest et al., 1980) : soit les caractéristiques du rocher sont hétérogènes, ce qui n'apparaît pourtant ni dans les essais mécaniques de laboratoire ni dans les mesures de vitesses in-situ, soit les variations locales du champ de contraintes in-situ sont importantes.

Mesures de contraintes.

Quelques mesures des contraintes verticales ont été faites côté italien par la technique du vérin plat (Lunardi, 1980). Les résultats ont été interprétés comme suit :

- Lorsque la couverture est inférieure à 600 m, la roche a un comportement élastique. La contrainte mesurée est légèrement supérieure au poids des terres théorique.
- Lorsque la couverture dépasse 600 m, la contrainte mesurée (3 à 5 MPa) est très faible à cause des décompressions survenues en paroi. En effet, la technique du vérin plat permet de mesurer dans des conditions élastiques la contrainte tangentielle existant en paroi du tunnel, celle-ci étant la résultante du champ de contraintes naturel et des perturbations liées à l'excavation. Si la concentration de contraintes produite par l'excavation provoque des ruptures en paroi, la contrainte mesurée n'est plus qu'une fraction de la contrainte théorique à la paroi, fraction d'autant plus faible que les phénomènes de décompression et de plastification sont plus importants.

Conclusions.

Compte tenu des informations disponibles, il est très difficile de se faire une idée précise de la répartition des contraintes dans le massif du Fréjus. Les fortes convergences observées ponctuellement seraient dues à des hétérogénéités sur de courtes distances du champ de contraintes in-situ, induites par le jeu des systèmes de discontinuités et des reports d'efforts par effet de voûte.

A.3.2.2. Tunnel routier du Mont-Blanc.

Contexte général.

Le tunnel routier du Mont-Blanc, d'une longueur de 11,6 km, relie les vallées de Chamonix (France) et Courmayeur (Italie) ; il a été construit de 1959 à 1965 en technique traditionnelle. Ses caractéristiques principales sont une section excavée moyenne de 70 m² et une couverture supérieure à 1500 m sur 6 km (max. 2480 m au droit de l'Aiguille du Midi). L'orientation du tunnel est N140.

D'Ouest en Est, le tunnel traverse successivement (Fig. A-7) :

- une série métamorphique (schistes cristallins, gneiss) jusqu'au PM 3100, caractérisée par une schistosité assez régulière avec un pendage de 70 à 80° vers le Sud-Est, puis vers l'Est. A partir du PM 2800 apparaissent de grandes fractures sub-verticales, presque perpendiculaires à l'axe du tunnel ;
- une zone de transition (PM 3100 au PM 3250), très hétérogène ;
- le massif de protogine (PM 3250 à 10400), de type granitique. Sous l'effet des poussées du plissement alpin, elle s'est cassée en lames sub-verticales séparées par des zones d'écrasement parfois très larges ;
- une série sédimentaire (PM 10400 à 11600).

L'analyse du comportement mécanique du massif et des mesures de contraintes a été présentée par Panet (1969).

Décompressions violentes.

En cours de creusement, de nombreux phénomènes de décompressions violentes se sont produits entre les PM 1700 et 5400. D'une manière générale :

- Jusqu'au PM 3600, les décompressions se produisent essentiellement aux reins de la voûte et aux piédroits, tandis qu'au-delà elles apparaissent surtout sur le parement gauche, au sommet du piédroit ou au rein de la voûte et sur le parement droit au niveau inférieur.

Ouest

Est

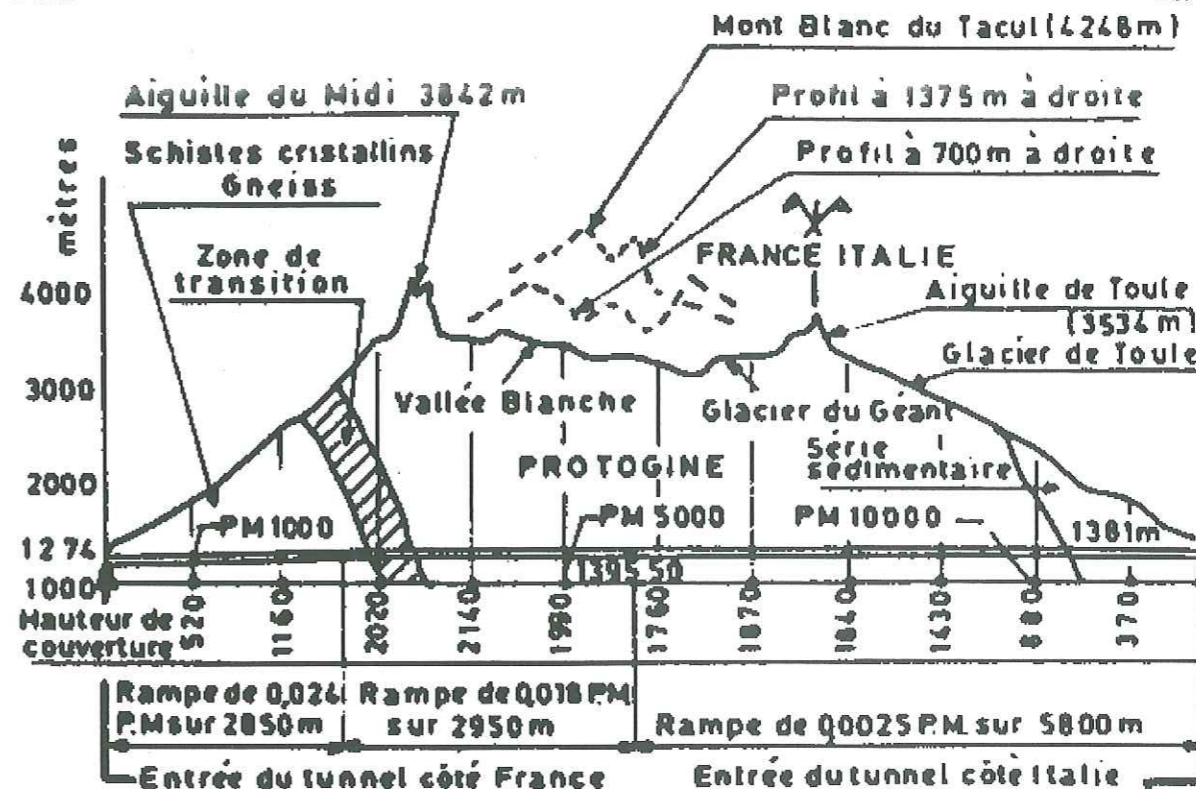


Figure A-7. Coupe géologique simplifiée du tunnel du Mont-Blanc (Panet, 1969).

Ces phénomènes semblent indiquer une rotation de la direction de la contrainte principale majeure aisément explicable par la topographie : les principaux sommets rencontrés sont l'Aiguille du Midi (altitude 3842 m) à la verticale du PM 3450, puis le Mont-Blanc du Tacul (alt. 4248 m) à 1375 m à gauche du PM 5300.

- Elles sont absentes dans les zones très fracturées.

Discage des carottes.

Des phénomènes de discage des carottes sont apparus dans sept sondages horizontaux perpendiculaires au tunnel, forés à partir des garages latéraux des PM 3850, 4450 et 5635.

Généralement, les ruptures apparaissent dans les forages creusés à l'horizontale, ce qui indique que la contrainte principale majeure dans le plan perpendiculaire au tunnel est verticale. D'après Panet, il y aurait discage dans la protogine dès lors que la plus grande contrainte perpendiculaire au sondage dépasse le seuil de 110 MPa (des essais de laboratoire ont révélé une résistance en compression simple de la protogine de 120 à 140 MPa pour des échantillons intacts, et de 95 à 115 MPa pour des échantillons prélevés en tunnel, affaiblis consécutivement à la réalisation du tunnel).

Mesures de contraintes.

Des mesures de contraintes in-situ ont été réalisées par la technique du doorstopper, dans des forages horizontaux courts forés à partir de deux garages :

1. Au PM 3850, sous 2150 m et à 400 m du point de recouvrement maximal. On se trouve dans un granite sain, massif, avec des fractures de direction moyenne N60 (soit un angle de 80° avec l'axe du tunnel).

2. Au PM 5635, près du milieu du tunnel sous 1800 m de couverture. La roche est massive, compacte, peu fracturée ; il n'y a pas eu de décompression violente dans cette zone.

La précision des mesures est difficile à estimer car l'on ne connaît pas la courbe effort-déformation réelle de la roche (les essais ont été interprétés avec $E = 50 \text{ GPa}$ et $\nu = 0.2$) ; Panet l'estime globalement à $\pm 20\%$. Cependant, le rapport entre les contraintes principales dans le plan perpendiculaire au forage et leurs orientations sont estimés avec une bien meilleure précision. Cette méthode ne permet pas d'estimer les contraintes agissant parallèlement au forage, qui sont dans notre cas les contraintes horizontales perpendiculaires au tunnel.

Les mesures ont été interprétées de la façon suivante (Panet, 1969) :

- PM 3850. La direction verticale est une direction principale du tenseur des contraintes.
 $\sigma_v = 50 \text{ MPa}$ et $\sigma_{h//} = 20 \text{ MPa} = 0.4 \sigma_v$ ($\sigma_{h//}$ est la contrainte horizontale parallèle au tunnel).
Pour comparaison, $h = 2150 \text{ m}$, $\gamma \cdot h = 53 \text{ MPa}$.
- PM 5635. Les contraintes principales ne sont plus horizontales et verticale : la contrainte majeure est inclinée de 10° par rapport à la verticale, parallèlement à la direction structurale prédominante.
 $\sigma_v = 35 \text{ à } 40 \text{ MPa}$ et $\sigma_{h//} = 0.3 \sigma_v = 12 \text{ MPa}$ (pour comparaison, $h = 1800 \text{ m}$, $\gamma \cdot h = 45 \text{ MPa}$).

Conclusions.

Contraintes verticales.

Les phénomènes de décompression apparus aux reins de la voûte et aux piédroits de la galerie ou encore sur les parois gauches et droites des sondages horizontaux, ainsi que les mesures de contrainte semblent indiquer que la contrainte principale majeure est verticale sur les premiers kilomètres (sous l'Aiguille du Midi) puis légèrement inclinée au passage du Mont-Blanc du Tacul ; d'autre part, les mesures effectuées montrent des contraintes verticales légèrement inférieures mais comparables à la charge lithostatique.

Ces résultats s'expliquent facilement par la topographie du massif du Mont-Blanc. Celle-ci présente en effet deux alignements remarquables orientés NW-SE. Le premier relie les Grands Mulets, l'Aiguille du Midi, l'Aiguille du Plan, la Dent du Crocodile, la Dent du Caïman et l'Aiguille du Fou à altitude à peu près constante, ce qui explique que la contrainte principale majeure au PM 3450 soit verticale et égale au poids des terres. Le second, au-dessus du PM 5300, descend de plus de 4000 m au Mont-Blanc du Tacul à moins de 3000 m au NE du Petit Rognon en passant par le Gros Rognon, ce qui explique que la contrainte principale majeure soit dirigée vers le NE, provoquant des ruptures sur le parement gauche de l'excavation.

Contraintes horizontales.

Les mesures réalisées indiquent des contraintes horizontales dans la direction du tunnel faibles ($\sigma_{h//} / \sigma_v = 0.3 \text{ à } 0.4$). On ne dispose pas de données sur les contraintes horizontales perpendiculaires au tunnel, mais l'absence de décompression en voûte ou en radier du tunnel indique qu'elles seraient inférieures aux contraintes verticales.

A.3.2.3. Forage de reconnaissance du Mercantour.

Le projet de tunnel du Mercantour.

Il s'agit d'un projet de tunnel autoroutier dans le massif du Mercantour, situé sur l'axe Nice-Cuneo. Ce tunnel serait constitué d'un tube bidirectionnel, d'une section excavée de 90 m^2 et d'une longueur de

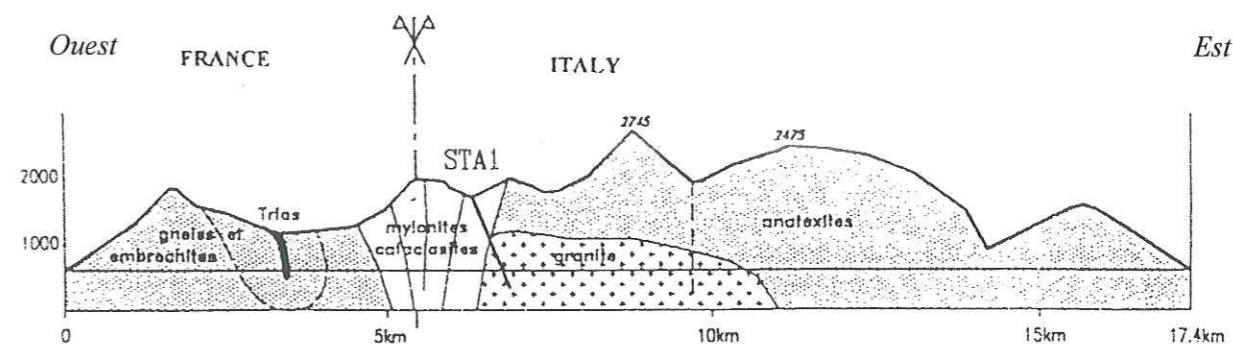


Figure A-8. Coupe géologique simplifiée du tunnel du Mercantour (Darcy, 1991).

17.4 km, sous une couverture maximale de 1800 m (dont 2 km à plus de 1500 m et 7.5 km à plus de 1000 m). D'Est en Ouest, le projet traverse successivement (Fig. A-8) :

- la zone interne (10 km) constituée d'anatexites résistants surmontant un batholite de granite ;
- une zone intermédiaire faite de gneiss, mylonite, ultra-mylonite et cataclasite, qui a subi les tectoniques hercynienne puis alpine ;
- la zone externe (5 km) faite de gneiss et d'embréchites, incluant des structures sédimentaires plissées.

Les principales structures géologiques ont une orientation N140.

Dans le cadre des études préliminaires débutées en 1994, des mesures de contraintes ont été faites par la méthode HTPF dans un sondage profond (STA1). Celui-ci est situé dans la vallée de Santa-Anna à 1900 m d'altitude ; il a permis de reconnaître la partie orientale de la zone intermédiaire, le contact avec la zone interne et le batholite de granite. Ce sondage est incliné de $25 \text{ à } 38^\circ$ par rapport à la verticale, orienté de N50 à N40 (i.e. perpendiculairement aux structures géologiques dominantes) et a une longueur de 1155 m (le fond du sondage, à l'altitude de 900 m, correspond à la cote du tunnel projeté).

Les mesures de contraintes.

Elles ont été faites avec l'appareil développé par F.H. Cornet (voir § C.1.), fournissant en temps réel une image des fractures existant sur la paroi du forage et une estimation de leur conductivité (plus une fracture est conductrice, plus ses chances de réouverture sont grandes). La sélection des zones à tester a été faite en tenant compte des photos de carottes, des images BHTV et surtout du log électrique. Seules des fractures isolées et fortement conductrices ont été sélectionnées, de manière à s'assurer que seule la fracture identifiée était mise en jeu.

Les dix-neuf tests ainsi réalisés à des profondeurs de 858 à 1144 m ont permis de déterminer complètement l'état de contraintes in-situ tridimensionnel, sans faire d'hypothèse a priori sur les orientations des contraintes principales.

L'état de contraintes (Fig. A-9) calculé ne vérifie pas l'hypothèse classique de verticalité d'une contrainte principale : la contrainte la plus proche de la verticale est σ_2 avec une inclinaison par rapport à l'horizontale de $62^\circ \text{ à } 71^\circ$. D'autre part, les contraintes calculées sont faibles, comparées au poids des terres d'environ 27 MPa au niveau de la zone de mesure. On remarque enfin que la direction de la contrainte principale majeure σ_1 (N33 à N39) est approximativement celle du forage (N40 à N50) qui est lui-même perpendiculaire aux grandes structures géologiques et topographiques locales (N140).

Valeurs des contraintes principales (MPa)	Azimut	Inclinaison par rapport à l'horizontale
$\sigma_1 = 26 \text{ à } 28$	N33 à N39	14° à 23°
$\sigma_2 = 13 \text{ à } 22$	N48 à N106	62° à 71°
$\sigma_3 = 11 \text{ à } 15$	N133 à N141	9° à 23°

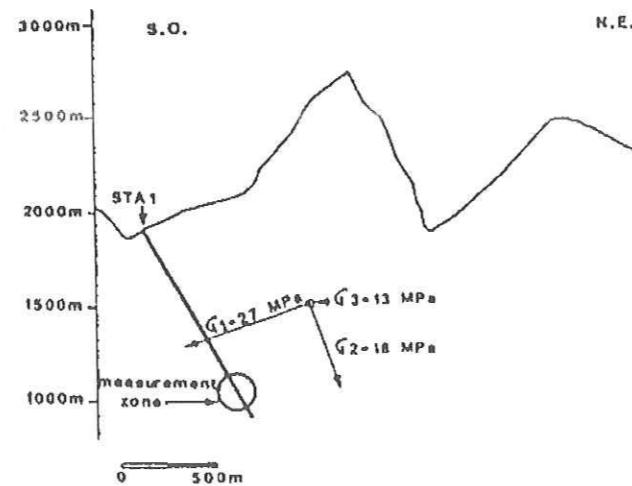


Figure A-9. Forage Santa-Anna (Mercantour) : valeurs et orientations des contraintes principales (d'après Wileveau, 1997 et Darcy, 1991).

A.3.2.4. Forages de reconnaissance du Lötschberg.

Le projet de tunnel du Lötschberg.

Dans le cadre du projet de Nouvelles Liaisons Ferroviaires à travers les Alpes (NLFA), la confédération helvétique a prévu de réaliser une ligne nouvelle doublant l'axe du Lötschberg dont le point clé est un tunnel de base en Y, reliant Frutigen (canton de Berne) à Steg et Mundbach (canton du Valais). Le tunnel sera orienté N-S sur les premiers 10 km, puis N140. L'altitude moyenne sera de 700 à 800 m, sous un recouvrement supérieur à 1500 m sur 9 km (max. 2000 m). La longueur entre Frutigen et Mundbach est de 42 km.

Il traversera (Fig. A-10) :

- l'Ultrahelvétique, la série de Taveyennaz et les nappes du Wildhorn et du Doldenhorn. Ces structures très aplaties ont été reconnues par la galerie du Kandertal, d'une longueur de 9.6 km ;
- le contact constitué de roches du Trias et du Lias ;
- le massif cristallin de l'Aar.

Mesures de contraintes.

Des mesures de contraintes naturelles ont été réalisées dans quatre forages par la méthode HTPF (Bois et al., 1995 ; Kellerhals et Isler, 1998) :

1. *Gastertal I.* C'est un forage vertical, situé sous le Gastertal à l'altitude de 1390 m. Huit essais ont été réalisés dans le calcaire entre 500 et 560 m de profondeur. Seules trois prises d'empreinte ont pu être faites, si bien que les résultats sont très peu fiables.
2. *Gastertal II.* Cet autre forage vertical est situé à côté de Gastertal I. Dix essais complets (avec prise d'empreinte) ont été réalisés dans le granite du massif de l'Aar entre 530 et 620 m de profondeur. Les résultats sont :
 - $\sigma_H = 22 \text{ à } 29 \text{ MPa}$; orientation N40, c'est-à-dire perpendiculairement au Gastertal.
 - $\sigma_h = 10 \text{ à } 12 \text{ MPa}$.
 - $\sigma_v = 19 \text{ à } 22 \text{ MPa}$ (en prenant $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$ et $h = 580 \text{ m}$, on trouve $\gamma \cdot h = 15.7 \text{ MPa}$).

Nous retrouvons les caractéristiques typiques d'un état de contraintes de fond de vallée.

3. *Ausserberg.* C'est un forage incliné à 20°, implanté en situation de versant à l'altitude de 1260 m. Dix essais complets ont été réalisés dans le socle cristallin du massif de l'Aar, à une profondeur moyenne de 590 m (alt. 710 m). Les résultats sont :
 - $\sigma_H = 13 \text{ MPa}$; orientation N170.
 - $\sigma_h = 8 \text{ MPa}$.
 - $\sigma_v = 18 \text{ MPa}$ (en prenant $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$ et $h = 590 \text{ m}$, on trouve $\gamma \cdot h = 15.9 \text{ MPa}$).
4. *Jungfraukeyl.* C'est un forage incliné à 30°, en situation de versant. Six essais complets, plus quatre sans empreinte, ont été réalisés dans le grès du massif de l'Aar, de 1040 à 1190 m de profondeur (altitude moyenne 900 m). Les résultats sont, à la profondeur de 1120 m :
 - $\sigma_H = 28 \text{ MPa}$; orientation N130.
 - $\sigma_h = 21 \text{ MPa}$.
 - $\sigma_v = 33 \text{ MPa}$ (en prenant $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$ et $h = 1120 \text{ m}$, on trouve $\gamma \cdot h = 30.2 \text{ MPa}$).

D'une manière générale, les contraintes verticales mesurées sont comparables, mais légèrement supérieures à la contrainte lithostatique $\gamma \cdot h$; l'écart le plus important est mesuré dans le forage Gastertal II, ce qui s'explique par l'effet topographique de fond de vallée.

Concernant les contraintes horizontales, deux cas se présentent : dans les forages Gastertal II en fond de vallée, elles sont fortement anisotropes ($\sigma_H/\sigma_h = 2.2$) et orientées parallèlement et perpendiculairement à la vallée, tandis que dans les forages Ausserberg et Jungfraukeyl, en situation de versant, elles sont plus modérément anisotropes ($\sigma_H/\sigma_h = 1.3 \text{ à } 1.6$) avec σ_H orientée suivant une direction proche à la fois de celle de la ligne de plus grande pente et de la direction théorique des contraintes tectoniques dans cette région (environ N145, voir § A.3.1.).

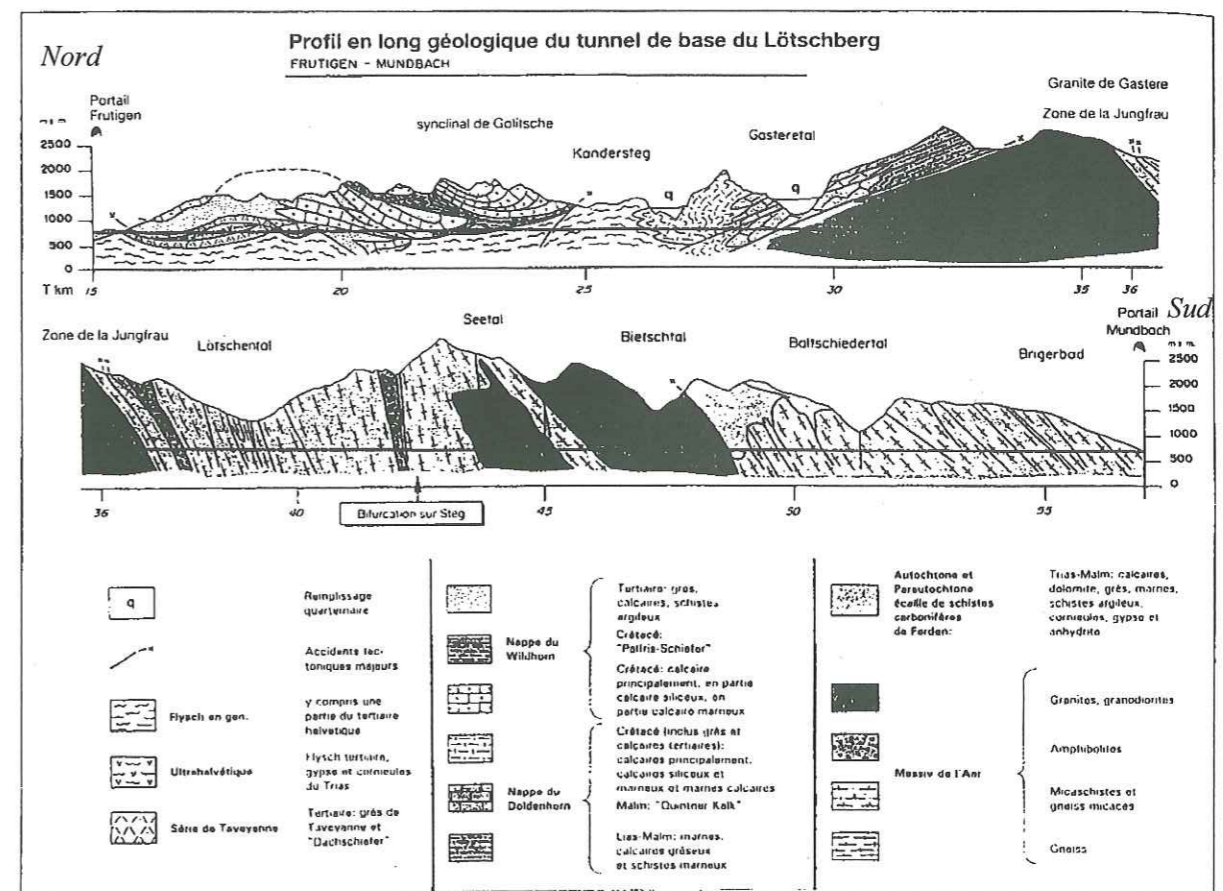


Figure A-10. Profil en long géologique du tunnel de base du Lötschberg (Bois et al., 1995).

La contrainte verticale est la contrainte intermédiaire dans le premier forage (fond de vallée), et majeure dans les deux autres (sous un versant).

A.3.2.5. Bilan.

Le Tableau A-2 récapitule les états de contraintes mesurés dans le tunnel du Mont-Blanc, et dans des forages de reconnaissance réalisés pour les projets des tunnels du Mercantour et du Lötschberg. Ces résultats amènent les remarques suivantes :

- dans le tunnel du Mt-Blanc, à une altitude nettement supérieure à celle des principales vallées de la région, la contrainte verticale est proche du poids des terres et les contraintes horizontales sont faibles, ce qui semble exclure la présence de contraintes tectoniques à cette altitude ;
- dans le forage du Mercantour et dans le forage du Lötschberg à basse altitude en fond de vallée, la contrainte verticale est légèrement supérieure au poids des terres et les contraintes horizontales sont anisotropes, orientées parallèlement (contrainte mineure) et perpendiculairement (contrainte majeure) aux vallées, ce qui suggère une influence forte de la topographie ;
- dans les deux forages du Lötschberg en situation de versant, toujours à basse altitude, la contrainte verticale est proche du poids des terres ; les contraintes horizontales sont anisotropes, inférieures à la verticale, et la contrainte horizontale majeure est parallèle à la direction théorique de la contrainte tectonique régionale telle qu'elle a été définie plus haut.

Tableau A-2. Bilan des états de contraintes mesurés dans des tunnels alpins, existants ou en projet.

Tunnel	Longueur	Orientation	Recouvrement	Contraintes
Mt-Blanc	11.6 km	N140	max. 2480m > 1500m sur 6km	mesures par la technique du doorstopper : $\sigma_v \approx \gamma.z$ $\sigma_{h//} \approx 0.3 \text{ à } 0.4 \sigma_v$ (parallèle au tunnel) $\sigma_{h\perp}$? (perpendiculaire au tunnel)
Mercantour	17.4 km (projet)	N90	max. 1800m > 1500m sur 2km	une mesure HTPF : σ_1 est subhorizontale (azimut N35) $\sigma_2 \approx \sigma_3 \approx 0.5 \sigma_1$
Lötschberg (tunnel de base)	42 km (projet)	N0 puis N140	max. 2000m > 1500m sur 9km	une mesure HTPF en fond de vallée : $\sigma_h < \gamma.z < \sigma_v < \sigma_H$; $\sigma_H / \sigma_h = 2.2$; σ_H est perpendiculaire à la vallée. deux mesures HTPF en situation de versant : $\sigma_h < \sigma_H < \gamma.z \approx \sigma_v$; $\sigma_H / \sigma_h = 1.3 \text{ à } 1.6$; azimut de σ_H : N145.

Chapitre B

Caractérisation géomécanique du
gneiss d'Ambin.

B.1. La géologie du massif d'Ambin.

Le massif d'Ambin s'étend sur une surface d'environ 300 km², à cheval sur la frontière franco-italienne. Il est limité à l'Ouest par le vallon d'Etache, au Nord par le massif de Bellecombe, la vallée du Savalin et le massif de la Pointe Droset, à l'Est par la Cenischia et au Sud par la Dora Riparia (Fig. B-1). Les altitudes rencontrées vont d'un minimum de 1100 m en fonds de vallées à plus de 3300 m pour les plus hauts sommets (Dent d'Ambin 3372 m).

Du point de vue géologique (voir la synthèse géologique, in Univ. Turin, 1998), le massif d'Ambin constitue une unité structurale rattachée à la zone Briançonnaise interne, encore appelée zone « Vanoise – Ambin ». C'est un dôme structural assez régulier constitué d'une embase polymétamorphique anté-alpine, elle-même subdivisée en deux séries de micaschistes, la « série de la Clarea » en partie inférieure et la « série d'Ambin » en partie supérieure, surmontée d'une série sédimentaire siliceuse en place (Stéphano – Permo – Trias), et enfin en situation plus ou moins décollée d'une série à Trias bien développé (calcaires, dolomies, gypses et anhydrites).

À l'échelle plurikilométrique, le massif est caractérisé par une structure en dôme bien soulignée par l'orientation de la foliation. D'Ouest en Est, le long du tracé du tunnel Maurienne – Ambin, celle-ci se présente inclinée vers le Nord sous le vallon d'Etache (pendage 50° à 70°) et sous le vallon d'Ambin (pendage 40° à 50°) ; plus loin elle est peu inclinée vers le Sud-Est à Est-Sud-Est dans la haute et la moyenne Val Clarea, puis elle se verticalise progressivement au le Sud-Est.

La géologie interne du massif d'Ambin est tout d'abord connue par la galerie d'amenée en charge du Mont-Cenis réalisée de 1964 à 1967 (EdF, 1995) qui l'a traversé sur 10.8 km, à l'altitude moyenne de 1870 m. Plus récemment, la SNCF et les FS Spa, puis Alpetunnel GEIE, y ont réalisé cinq sondages de reconnaissance (voir Lirigm, 1994 et Lirigm, 1995). D'Ouest en Est, il s'agit de :

- F30bis, en versant Est du vallon d'Etache à l'altitude de 1778 m, d'une longueur de 1450 m. Ce forage prévu vertical a atteint en fond de trou une inclinaison de 45° dans la direction N120 à N140. Il a traversé successivement la série sédimentaire sur 310 m, puis, après un contact tectonique bien marqué, la série d'Ambin sur 965 m et la série de la Clarea sur 275 m.
- F16, implanté dans le vallon d'Ambin à l'altitude de 1981 m, d'une longueur de 1523 m. Ce forage a lui aussi subi une déviation importante, atteignant en fond de trou un angle de 40° par rapport à la verticale dans la direction N125 à N150. Il a été foré intégralement dans la série de la Clarea.
- S4, situé dans la haute Val Clarea à l'altitude de 1160 m, d'une longueur de 750 m. D'une inclinaison initiale de 45° par rapport à la verticale dans la direction N45, le forage s'est progressivement redressé jusqu'à 7° au fond. Comme le F16, ce forage a traversé uniquement la série de la Clarea.
- S5, au lieu-dit « Pra Piano », à l'altitude de 1520 m et d'une longueur de 915 m. Ce forage est resté vertical sur toute sa longueur. Il a été foré dans la série d'Ambin.
- S23, qui domine le confluent de la Clarea et de la Dora Riparia, à l'altitude de 1040 m et d'une longueur de 500 m. Ce forage, lui aussi vertical, a été foré dans la série d'Ambin.

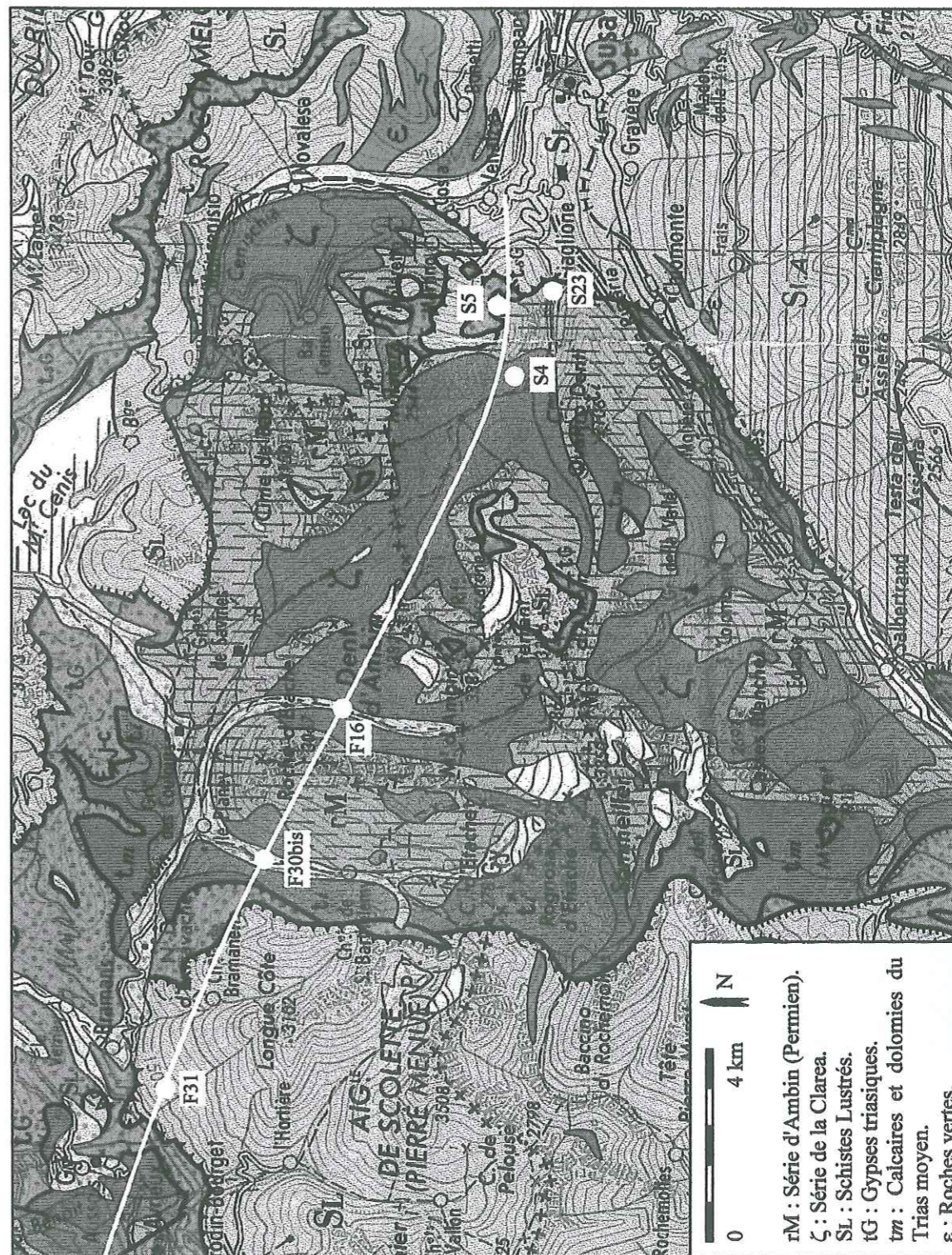


Figure B-1. Carte géologique du massif d'Ambin.

Extrait de la carte géologique de la France à 1/250.000, feuille 30 : Anancy (Editions du BRGM, 1979).

Nous nous intéresserons dans la suite plus particulièrement aux roches de la série de la Clarea qui sont bien homogènes et occupent la majeure partie du massif en profondeur. Il s'agit essentiellement de micaschistes gris, riches en exsudats siliceux, communément appelés « gneiss d'Ambin ».

Les analyses pétrographiques sur lames minces d'échantillons de roche prélevés dans le forage F16 à la profondeur de 1142 m (Scetauroute, 1997) et dans le forage F30bis entre 1270 et 1450 m (Antea, 1997) ont permis de déterminer la composition minéralogique des micaschistes de la Clarea :

Micas (muscovite, chlorite, chloritoïde) : 26 à 38 %

Quartz : 20 à 30 %

Feldspaths (albite) : 15 à 25 %

Carbonates : 5 à 8 %

Cette analyse modale est en accord avec celle proposée par Gay (1971), reprise dans BRGM (1994), qui donnait par ordre d'importance décroissante : mica blanc phengitique, quartz, albite, glaucophane, chlorite, et des traces de minéraux secondaires (amphibole, tourmaline, etc.).

Les principaux minéraux sont visibles sur la lame mince photographiée sur la Figure B-2.

Tous les essais de laboratoire présentés dans la suite ont été faits sur cette roche.

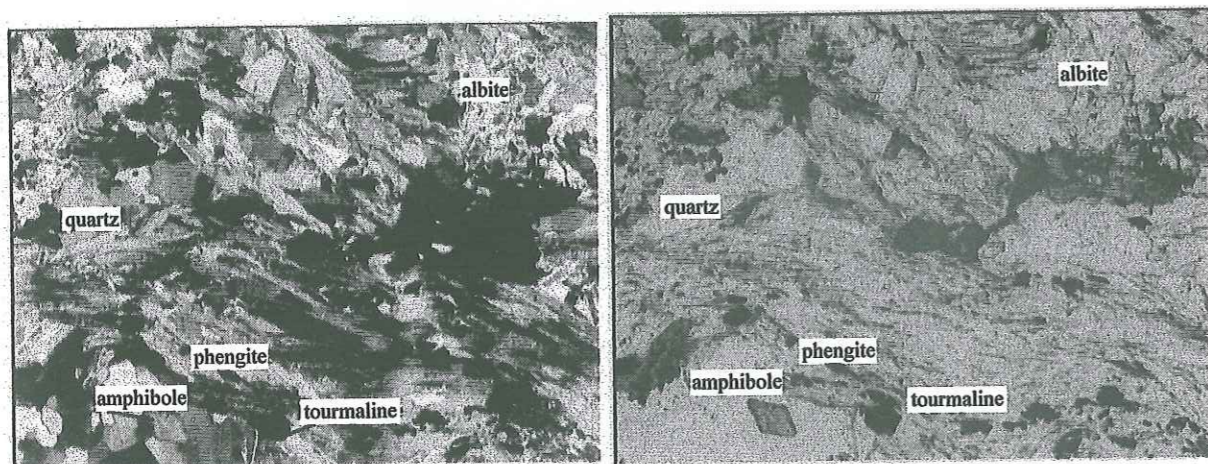


Figure B-2. Lame mince d'un échantillon du forage F30bis, prof. 1272m (Antea, 1997).

Grossissement x40. A gauche, lumière polarisée ; à droite, lumière naturelle.

B.2. Analyse bibliographique : l'élasticité et la rupture fragile des roches anisotropes ; le cas du gneiss d'Ambin.

B.2.1. L'élasticité en milieu transversalement isotrope.

D'une manière générale, pour un matériau élastique suivant la loi de Hooke (voir Lekhnistkii, 1963) on a :

$$\{\varepsilon\} = A \cdot \{\sigma\} \quad (1)$$

où $\{\varepsilon\}$ est le vecteur – colonne des déformations ;

$\{\sigma\}$ est le vecteur – colonne des contraintes ;

A est la matrice d'élasticité du matériau.

A est une matrice symétrique, définie par 21 constantes élastiques indépendantes.

Considérons maintenant une roche possédant une structure planaire : c'est le cas par exemple d'une roche métamorphique ayant subi une contrainte tectonique élevée, ou d'une roche sédimentaire stratifiée. Si le plan structural est un plan isotrope, autrement dit si la roche a un comportement mécanique identique dans toutes les directions de ce plan, cette roche sera dite *transversalement isotrope*.

On définit un repère orthogonal direct (e_1, e_2, e_3) où e_1 est perpendiculaire au plan isotrope, et e_2 et e_3 sont deux directions orthogonales du plan isotrope (Fig. B-3).

Dans ce repère, la matrice d'élasticité de la roche transversalement isotrope s'écrit :

$$A = [A_{ij}] = \begin{bmatrix} 1/E' & -\nu'/E' & -\nu'/E' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu'/E' & 1/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu'/E' & -\nu/E & 1/E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G' \end{bmatrix} \quad (2)$$

où E est le module d'Young parallèlement au plan isotrope ;

E' est le module d'Young perpendiculairement au plan isotrope ;

ν est le coefficient de Poisson caractérisant la réponse en déformation dans le plan isotrope à une contrainte agissant parallèlement au plan isotrope ;

ν' est le coefficient de Poisson caractérisant la réponse en déformation dans le plan isotrope à une contrainte agissant perpendiculairement au plan isotrope ;

G est le module de cisaillement parallèlement au plan isotrope ;

G' est le module de cisaillement perpendiculairement au plan isotrope.

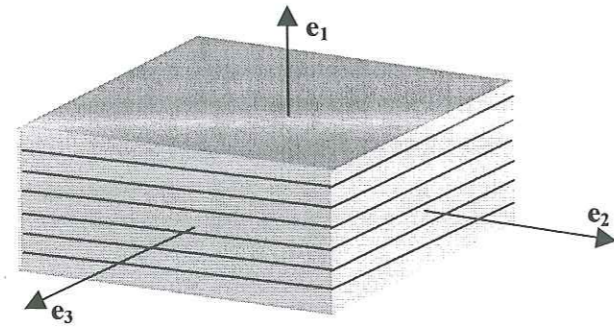


Figure B-3. Repère lié à la roche.

Dans (2), (E, G et ν) sont de plus liés par la relation :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3)$$

Une roche transversalement isotrope ayant un comportement élastique est donc caractérisée par *cinq* paramètres indépendants : E, E', ν , ν' , G'.

Changement de repère.

Dans la théorie des milieux anisotropes (Lekhnitskii, 1963), les paramètres élastiques se transforment par un changement de repère en suivant les lois tensorielles. En particulier, considérons une rotation d'angle θ autour de l'axe e_3 qui transforme le repère (e_1, e_2, e_3) en $(\underline{e}_1, \underline{e}_2, e_3)$.

Soient $\{\varepsilon'\}$ et $\{\sigma'\}$ les vecteurs des déformations et des contraintes dans ce nouveau repère. Ils sont liés par

$$\{\varepsilon'\} = [A'_{ij}] \cdot \{\sigma'\} \quad (4)$$

$[A'_{ij}]$ est la matrice d'élasticité de la roche dans le repère $(\underline{e}_1, \underline{e}_2, e_3)$. Ses coefficients sont :

$$A'_{11} = \frac{\sin^4\theta}{E'} + \left(\frac{1}{G'} - \frac{2\nu'}{E'}\right) \cdot \sin^2\theta \cdot \cos^2\theta + \frac{\cos^4\theta}{E}$$

$$A'_{22} = \frac{\cos^4\theta}{E'} + \left(\frac{1}{G'} - \frac{2\nu'}{E'}\right) \cdot \sin^2\theta \cdot \cos^2\theta + \frac{\sin^4\theta}{E}$$

$$A'_{33} = \frac{1}{E'}$$

$$A'_{12} = \left(\frac{1}{E} + \frac{1}{E'} + \frac{2\nu'}{E'} - \frac{1}{G'}\right) \cdot \sin^2\theta \cdot \cos^2\theta - \frac{\nu'}{E'}$$

$$A'_{13} = -\frac{\nu'}{E'} \sin^2\theta - \frac{\nu}{E} \cos^2\theta$$

$$A'_{23} = -\frac{\nu'}{E'} \cos^2\theta - \frac{\nu}{E} \sin^2\theta$$

$$A'_{44} = \frac{\cos^2\theta}{G'} + \frac{\sin^2\theta}{G}$$

$$A'_{55} = \frac{\sin^2\theta}{G'} + \frac{\cos^2\theta}{G}$$

$$A'_{66} = 4 \left(\frac{1}{E} + \frac{1}{E'} + \frac{2\nu'}{E'} - \frac{1}{G'}\right) \cdot \sin^2\theta \cdot \cos^2\theta + \frac{1}{G'}$$

$$A'_{16} = \left[\frac{2 \cos^2\theta}{E'} - \frac{2 \sin^2\theta}{E} + \left(\frac{1}{G'} - \frac{2\nu'}{E'}\right) (\sin^2\theta - \cos^2\theta) \right] \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$

$$A'_{26} = \left[\frac{2 \sin^2\theta}{E'} - \frac{2 \cos^2\theta}{E} + \left(\frac{1}{G'} - \frac{2\nu'}{E'}\right) (\sin^2\theta - \cos^2\theta) \right] \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$

$$A'_{36} = 2 \left(\frac{\nu'}{E'} - \frac{\nu}{E}\right) \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$

$$A'_{45} = \left(\frac{1}{G'} - \frac{1}{G'}\right) \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$

$$A'_{14} = A'_{15} = A'_{24} = A'_{25} = A'_{34} = A'_{35} = A'_{46} = A'_{56} = 0$$

A'_{11} n'est autre que l'inverse du module d'Young E_θ observé dans n'importe quelle direction faisant un angle θ avec e_1 :

$$\frac{1}{E_\theta} = \frac{\sin^4\theta}{E'} + \left(\frac{1}{G'} - \frac{2\nu'}{E'}\right) \cdot \sin^2\theta \cdot \cos^2\theta + \frac{\cos^4\theta}{E}$$

La Figure B-4 montre l'évolution de E_θ en fonction de θ pour une roche schisteuse particulière, avec un mode de représentation classique que nous réutiliserons par la suite. Dans cet exemple, la roche est fortement anisotrope puisque le rapport E_0 / E_{90} dépasse 3 ; nous verrons d'autres valeurs plus loin.

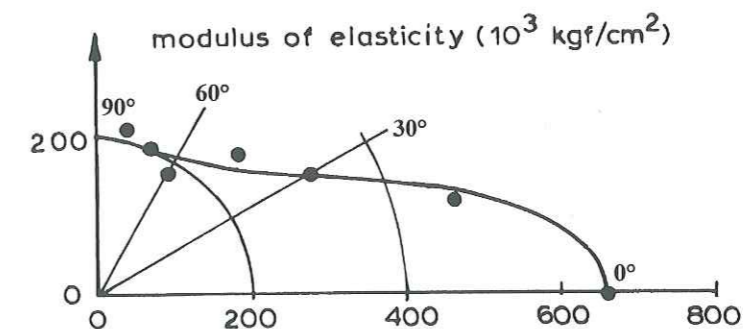


Figure B-4. Module d'élasticité pour un gneiss schisteux (d'après Pinto, 1970).

B.2.2. La rupture fragile des roches anisotropes.

B.2.2.1. Les modes de rupture fragile.

Il est classique de distinguer deux modes de rupture fragile (Griggs et Handin, 1960) : (a) la rupture en cisaillement suivant un plan incliné par rapport à la direction de la contrainte principale majeure d'un angle α , compris généralement entre 20° et 30°, et (b) la rupture en extension, dite en « colonnettes », caractérisée par la séparation de la roche en plusieurs colonnes suivant des surfaces de rupture parallèles à la contrainte principale majeure (Fig. B-5).

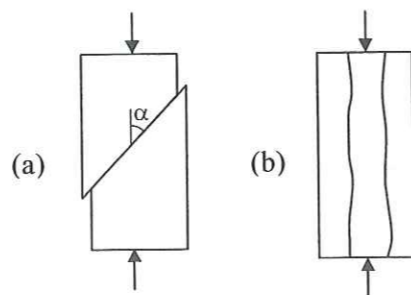


Figure B-5. Les modes de rupture fragile.

La rupture en cisaillement est le mode dominant en compression triaxiale, sauf aux très faibles confinements, et en particulier en compression simple, où le mode (b) apparaît plus facilement.

B.2.2.2. Les critères de rupture en cisaillement : le cas des roches isotropes.

Les nombreuses données expérimentales publiées montrent que le déviateur de contraintes à la rupture en compression triaxiale dépend toujours très fortement du confinement appliqué. Dans les limites imposées par la dispersion des résultats expérimentaux, cette dépendance peut souvent être représentée, au moins sur un intervalle limité de pressions de confinement, par une relation linéaire :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c + \sigma_3 \cdot \tan \psi$$

où : σ_1 et σ_3 sont la contrainte axiale et la contrainte de confinement ;
 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ est le déviateur de contraintes à la rupture ;
 σ_c est la résistance de la roche en compression simple ;
 $\tan \psi$ est une constante caractéristique de la roche, généralement comprise entre 1 et 10 (Paterson, 1978).

Cette même relation est représentée dans le diagramme de Mohr par une droite d'équation :

$$\tau = C + \sigma \cdot \tan \phi$$

où : τ et σ sont les contraintes tangentielle et normale ;
 C est une constante appelée *cohésion* de la roche ;
 ϕ est une autre constante appelée *angle de frottement interne*, par analogie avec la mécanique des sols.

Dans un milieu continu, il en découle que la surface de rupture d'une roche isotrope en compression triaxiale doit être inclinée par rapport à la direction de la compression maximale d'un angle

$$\alpha = \pi/4 - \phi/2$$

En pratique, ces critères linéaires ne sont valables que sur des intervalles réduits de pressions de confinement ; ils ne décrivent en particulier pas bien le comportement des roches aux très faibles confinements ou en traction, ni aux forts confinements où ils surestiment largement les résistances observées expérimentalement. Pour dépasser cette limitation, des critères paraboliques ont été développés, comme le critère de Hoek et Brown dans sa première version (Hoek et Brown, 1980) :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c \cdot \sqrt{s + \frac{m \cdot \sigma_3}{\sigma_c}}$$

où : m et s sont deux constantes caractéristiques de la roche. Pour une roche intacte, comme c'est généralement le cas des échantillons testés en laboratoire, on a : $s = 1$.

B.2.2.3. Les critères de rupture en cisaillement : le cas des roches anisotropes.

Pour les roches possédant une anisotropie marquée, le déviateur de contraintes à la rupture dépend aussi de l'inclinaison θ de la contrainte principale maximale par rapport à la structure de la roche, et l'inclinaison α des plans de fracture peut s'écarter notablement de $(\pi/4 - \phi/2)$.

A l'intérieur d'une certaine plage de variation de θ , les fractures tendent à coïncider avec les plans d'anisotropie et on parle alors de ruptures « structurales ». En dehors de cette plage, les ruptures, dites « astructurales », ne se produisent plus suivant un plan structural. On retrouve alors soit, comme dans le cas isotrope, l'angle $\alpha = \pi/4 - \phi/2$ proche de 30° ; soit un angle intermédiaire entre celui-ci et l'angle θ . Par ailleurs, la résistance minimale apparaît généralement autour de $\theta = 30^\circ$ à 45° (Paterson, 1978).

Le plus souvent, la courbe de résistance en fonction de l'angle θ varie sur toute son étendue (cas 1 et 2 de la Figure B-6) ; dans d'autre cas, la courbe présente deux plateaux à ses extrémités, et particulièrement vers $\theta = 90^\circ$ (cas 3 et 4).

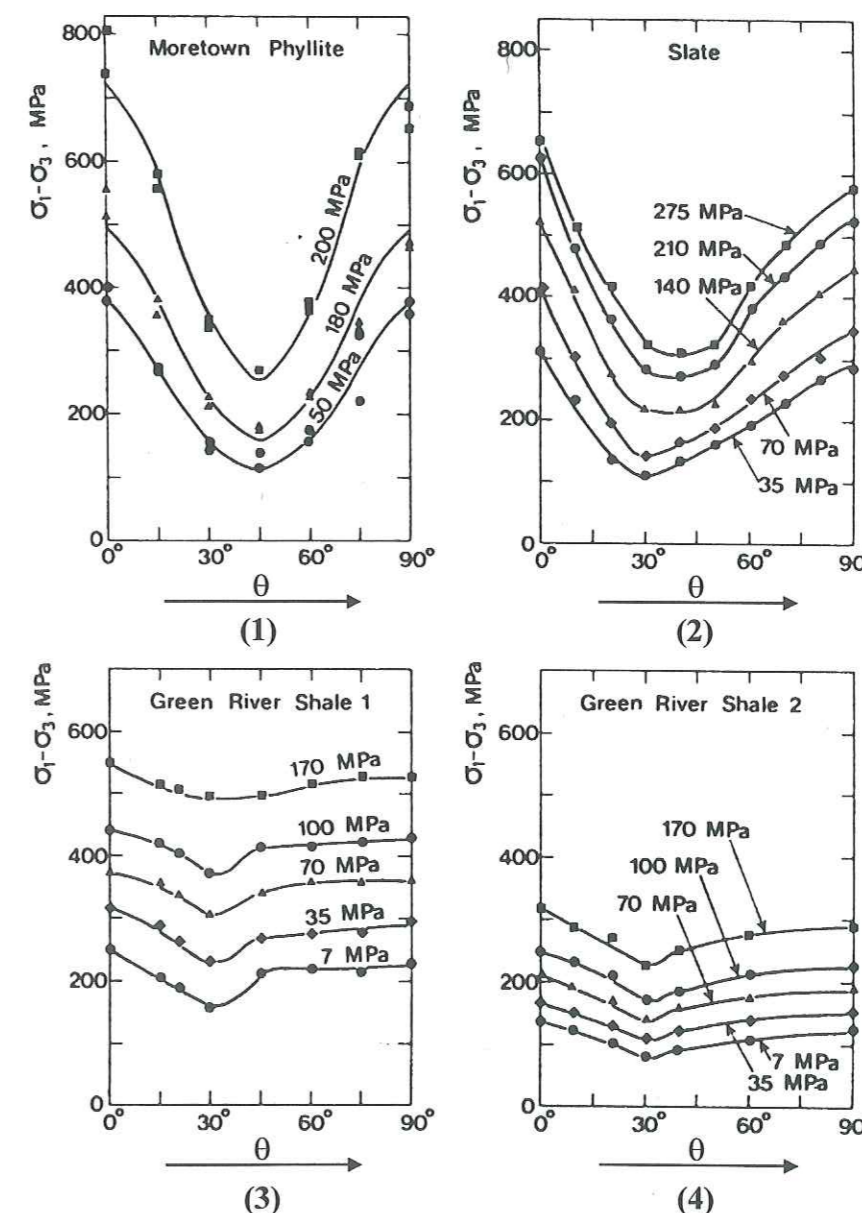


Figure B-6. Evolution du déviateur de contraintes à la rupture avec l'orientation de la schistosité en compression triaxiale pour différentes roches anisotropes : (1) phyllite ; (2) ardoise ; (3) et (4) schistes (d'après Paterson, 1978).

Pour représenter ces deux types de comportement, il a été développé deux types de critères de rupture anisotropes, appelés continus (type a) et discontinus (type b : courbes à plateaux) (Fig. B-7).

Les *critères discontinus* modélisent la roche anisotrope comme une matrice isotrope recoupée par un plan de faiblesse. En prenant comme paramètres les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne (τ_0 et φ) pour la matrice, et (τ_0' et φ') pour le plan de faiblesse, Jaeger (1960) a utilisé la théorie de Coulomb pour calculer d'une part la résistance de la roche sur un plan de faiblesse incliné d'un angle θ :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\tau_0' \cdot \cos \varphi' + \sigma_3 \cdot \sin \varphi'}{\cos(\varphi' + \theta) \cdot \sin \theta}$$

et d'autre part la résistance de la matrice :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{2(\tau_0 \cdot \cos \varphi + \sigma_3 \cdot \sin \varphi)}{1 - \sin \varphi}$$

Pour chaque angle θ , la résistance de la roche est égale au minimum de ces deux résistances. La Figure B-8 montre l'évolution du déviateur de contraintes à la rupture en fonction de θ .

Les *critères continus* sont plus empiriques. Ils consistent souvent (Jaeger, 1960) en une généralisation du critère de Coulomb, dans laquelle la cohésion et parfois aussi l'angle de frottement interne varient continûment avec l'angle θ . Par rapport à un critère discontinu, un critère continu conduit à la suppression des plateaux de résistance pour les orientations extrêmes.

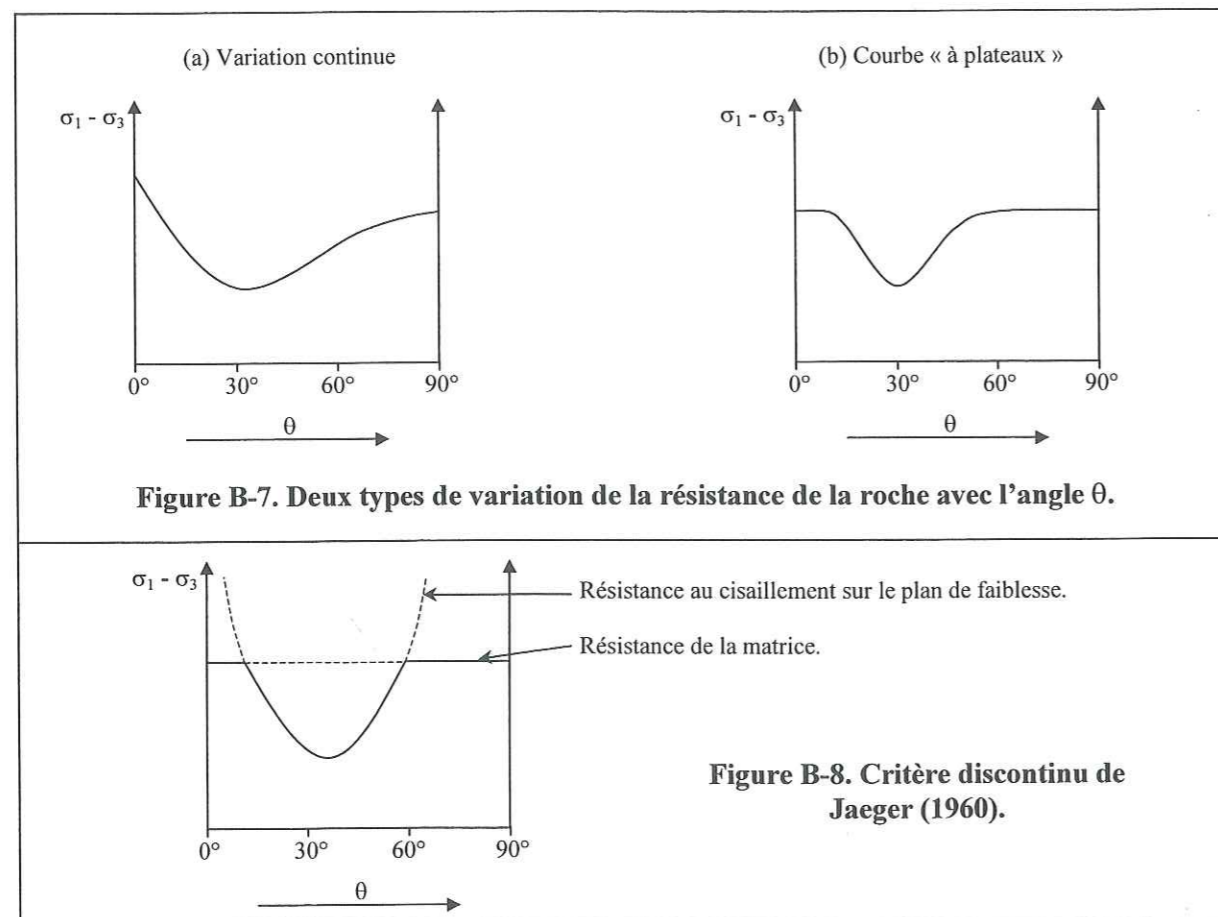


Figure B-7. Deux types de variation de la résistance de la roche avec l'angle θ .

Figure B-8. Critère discontinu de Jaeger (1960).

B.2.3. Résultats préliminaires sur le comportement mécanique du gneiss d'Ambin.

B.2.3.1. Essais disponibles.

Des essais mécaniques ont déjà été faits pour le compte d'Alpetunnel GEIE par différents laboratoires sur des échantillons de gneiss d'Ambin (micaschistes de la série de la Clarea). Ce sont :

- 14 essais de compression simple sur des carottes provenant du fond du forage F30bis (profondeur de 1285 à 1440 m), d'orientation θ comprise entre 30° et 60° (Antea, 1997) ;
- 26 essais triaxiaux sur des échantillons du forage S4 (profondeur de 204 à 747 m) d'orientation $\theta = 0^\circ$ à 70°, jusqu'à 10 MPa de confinement (Ismes, 1998) ;
- 18 essais triaxiaux sur des échantillons du forage F16 (profondeur de 1233 à 1436 m) d'orientation $\theta = 90^\circ$ ou $\theta = 20^\circ$ à 30°, jusqu'à 120 MPa de confinement (Germain, 1996).

Nous citerons enfin les essais suivants, dont les rapports n'indiquent pas les orientations des échantillons testés et qui ne sont donc pas utilisables directement pour notre étude :

- 18 essais de triaxiaux sur des carottes provenant du forage F30bis (Antea, 1997) ;
- 25 essais de compression simple sur des échantillons du forage F16 (Antea, 1994).

B.2.3.2. Essais de compression simple.

Nous avons rassemblé sur la Figure B-9 les résistances en compression simple mesurées par Antea sur les échantillons du F30bis, et par J.-C. Germain et Ismes sur les échantillons du F16 et du S4 (essais triaxiaux à confinement nul). Les résultats obtenus par différents laboratoires sur des échantillons provenant de différents forages, mais appartenant tous au même faciès, sont bien homogènes, ce qui confirme l'homogénéité lithologique du gneiss d'Ambin et donne une bonne confiance dans les résultats présentés. L'anisotropie de résistance du gneiss d'Ambin apparaît clairement : le minimum de résistance semble se situer autour de $\theta = 45^\circ$ où elle vaut environ 50 MPa, tandis qu'elle serait plutôt de l'ordre de 120 MPa pour $\theta = 0^\circ$ et de 160 MPa pour $\theta = 90^\circ$. Etant donné le nombre restreint d'essais effectués en dehors de la plage d'orientations allant de 30° à 60°, les valeurs que nous donnons ici ne peuvent être que des ordres de grandeur.

B.2.3.3. Essais de compression triaxiale.

J.-C. Germain a exploré le comportement élastique et à la rupture du gneiss d'Ambin sous confinement élevé, jusqu'à 120 MPa, pour deux inclinaisons particulières de la contrainte σ_1 par rapport à la schistosité : 20-30° et 90° (Fig. B-10). Ismes s'est limité à une plage de contraintes de confinement beaucoup plus réduite (0 à 10 MPa), mais a étudié dans cette plage des échantillons d'orientations plus variées, de 0° à 70° (Fig. B-11).

Ces essais confirment l'anisotropie mécanique du gneiss d'Ambin, aussi bien pour la résistance que pour le module d'élasticité dont les valeurs minimales sont obtenues pour un angle θ compris entre 30° et 60° (Fig. B-11). On note aussi une forte augmentation de la résistance de la roche avec le confinement appliqué (Fig. B-10), déjà visible dans la gamme réduite de 0 à 10 MPa de confinement (Fig. B-11). Sous fort confinement l'augmentation de résistance semble se ralentir, ce qui laisse penser qu'un critère de rupture de type parabolique pourrait bien décrire le comportement de la roche sur une gamme étendue de pressions de confinement (de 0 à 120 MPa).

Les essais de J.-C. Germain ayant été effectués au Lirigm avec un dispositif expérimental voisin du nôtre, nous réutiliserons aussi ces résultats plus loin.

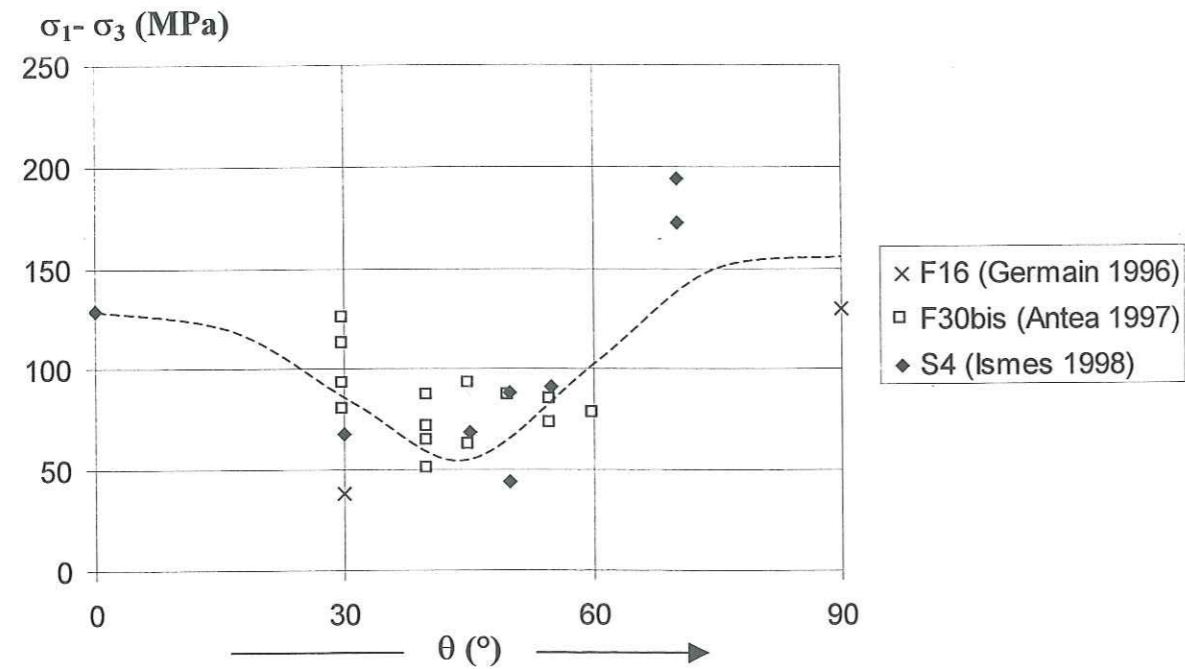


Figure B-9. Essais de compression simple sur des échantillons de gneiss d'Ambin.

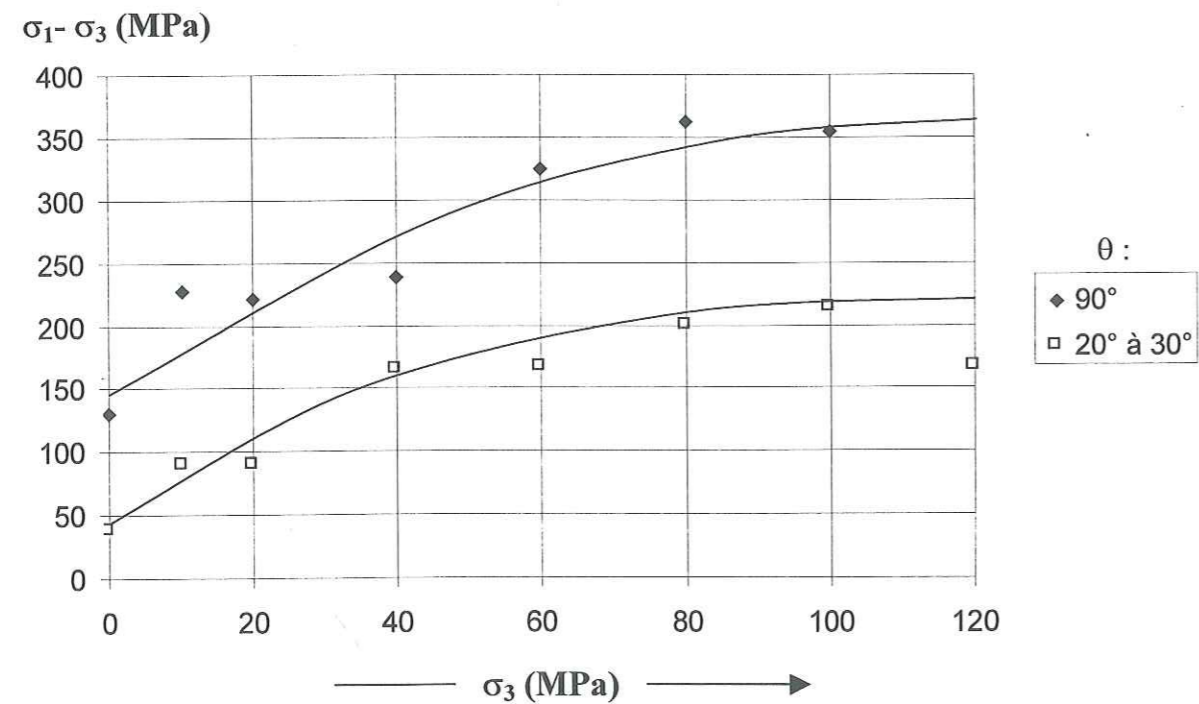


Figure B-10. Essais de compression triaxiale sur des échantillons du forage F16 (Germain, 1996).

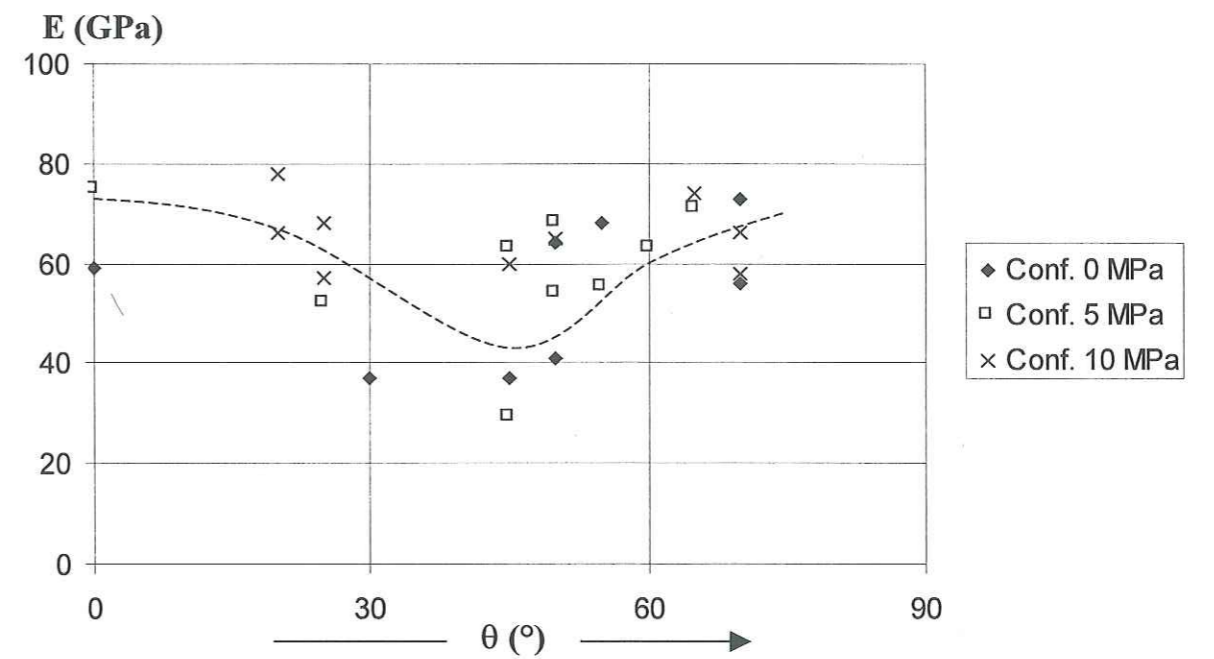
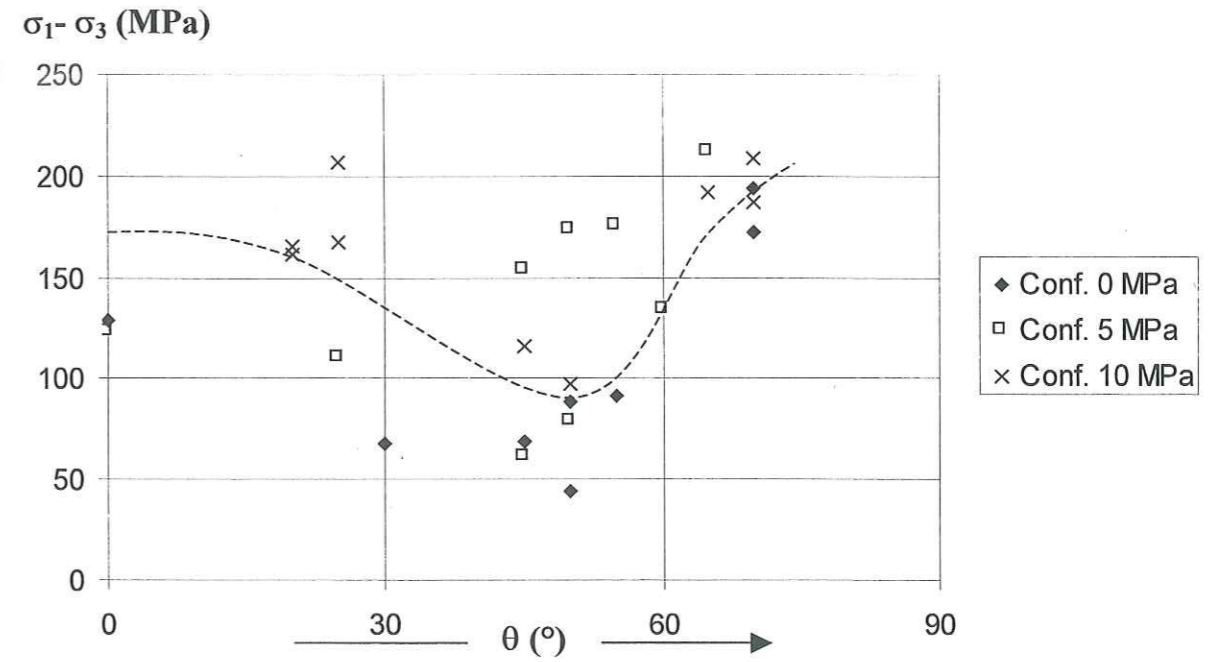


Figure B-11. Essais de compression triaxiale sur des échantillons du forage S4 (Ismes, 1998).

En haut (B-11a), déviateur de contraintes à la rupture.
 En bas (B-11b), module d'élasticité axial tangent à 50% de la contrainte de rupture.

B.3. Caractérisation de l'anisotropie mécanique du gneiss d'Ambin en compression triaxiale.

B.3.1. Les nouveaux essais à réaliser.

Les résultats d'essais que nous avons rassemblés dans la bibliographie constituent une première approche du comportement mécanique du gneiss d'Ambin, aussi bien en compression simple qu'en compression triaxiale à des confinements allant jusqu'à 120 MPa. L'analyse des essais mécaniques montre en particulier que cette roche présente une nette anisotropie mécanique.

Pour bien caractériser cette anisotropie, nous avons choisi de réaliser un nouveau programme d'essais triaxiaux sur des échantillons de roche d'orientations variées vis-à-vis de la schistosité, sous plusieurs contraintes de confinement encadrant les valeurs de contraintes naturelles attendues in-situ (jusqu'à 50 MPa d'après les mesures HTPF faites à ce jour). Ces essais fourniront en effet les variations des paramètres élastiques et de la résistance en compression de la roche en fonction de la direction de la schistosité et du confinement appliqué.

Pour obtenir des résultats exploitables, il nous a semblé préférable de réaliser ces essais sur des échantillons aussi semblables que possible du point de vue lithologique, afin de ne pas multiplier les variables. Nous avons porté notre choix sur des *micaschistes du socle (série de la Clarea)* tous choisis dans une gamme de profondeurs assez restreinte (de 1211 m à 1435 m) du forage F16 ; cette roche est a priori bien représentative de tout le cœur du massif d'Ambin.

Il restait alors à échantillonner les directions de schistosité et les confinements à tester, en respectant simultanément les conditions suivantes :

- le nombre de directions de schistosité doit être suffisamment élevé, et contenir au moins les valeurs 0° (schistosité parallèle à l'axe de la carotte), 30° et 45° (valeurs correspondant en théorie au minimum de la fonction donnant la résistance de la roche en fonction de la direction de schistosité, pour une contrainte de confinement donnée) et 90° (schistosité perpendiculaire à la carotte) ;
- le nombre de contraintes de confinement doit être lui aussi suffisamment élevé, et encadrer les valeurs de contraintes naturelles in-situ attendues ;
- pour contrôler la qualité des résultats, il faut pouvoir faire plusieurs essais pour chacune des configurations testées.

Le programme finalement retenu est le suivant :

- cinq directions de schistosité aussi proches que possible de 0°, 30°, 45°, 60° et 90° ;
- quatre contraintes de confinement : 0 MPa, 20 MPa, 50 MPa, 80 MPa ;
- deux essais pour chacune des configurations.

Cela fait donc vingt configurations différentes, et un total de quarante essais.

De nombreuses normes et recommandations concernant la réalisation d'essais triaxiaux ont été rédigées. Nous avons choisi de suivre celles de la Société Internationale de Mécanique des Roches (ISRM, 1994). Elles s'appliquent à toutes les phases de réalisation des essais : préparation des échantillons, description et caractérisation physique, essais proprement dit, éléments devant impérativement figurer dans le rapport d'essais, etc.

B.3.2. Mise en œuvre pratique du programme expérimental.

B.3.2.1. Préparation des échantillons.

Usinage des échantillons.

Nous avons sélectionné des tronçons de carotte (ϕ 47 mm) prélevés dans le forage F16, qui doivent être réduits en cylindres de diamètre proche de 40 mm, et de longueur comprise entre 80 et 100 mm (éclatement compris entre 2 et 2.5). Il faut pour cela :

- tronçonner les carottes pour les amener à des longueurs de 90 à 110 mm ;
- placer les tronçons obtenus verticalement dans un coffrage que l'on remplit alors de mortier, ce qui permet de ...
- ... "sous-carotter" les tronçons de carottes à leur diamètre définitif de 40 mm environ. En fait pour des raisons techniques, deux carottiers différents ont été utilisés, l'un de 40 mm et l'autre de 37 mm ;
- rectifier les deux faces des échantillons ainsi obtenus, au 1/100^{ème} de mm et les contrôler aussi bien en planéité qu'en parallélisme.

Description et caractérisation physique.

Description.

Chaque échantillon est photographié et fait l'objet d'un relevé structural simplifié afin de caractériser précisément le pendage de la schistosité par rapport à l'axe du cylindre, ainsi que tous les éléments (filons de quartz éventuels, plans de faiblesse visibles) qui pourront influencer le comportement de l'échantillon lors de l'essai triaxial.

Caractérisation physique : porosité, poids volumique, vitesse ultrasonique.

J.-C. Germain a tenté de mesurer la porosité ouverte du gneiss d'Ambin (Germain, 1996). Il s'avère que cette porosité est très faible, inférieure à 0.5 %, avec une incertitude forte due à la difficulté de mesurer précisément de si faibles porosités par la méthode d'immersion dans l'eau sous vide. Pour notre étude, une caractérisation des échantillons secs à l'air a été jugée suffisante.

Chaque échantillon est pesé au cg près et mesuré (longueur et diamètre) au 1/10^{ème} de mm. On peut ainsi calculer son poids volumique, avec une incertitude relative d'environ 0.6% (voir Annexe Ia).

Ensuite, la vitesse de propagation des ondes longitudinales (*ondes P* ou de *compression*) est déterminée par un système émetteur/récepteur de vibrations, constitué de deux céramiques piézo-électriques reliées à un générateur d'impulsions pour l'émetteur, et à un amplificateur de charge pour le récepteur. L'émission et la détection de la vibration sont visualisées sur un oscilloscope, et un curseur assure la mesure du temps de propagation de celle-ci à travers l'échantillon (résolution de 100 ns).

Pour chaque échantillon, trois vitesses sont mesurées :

- La vitesse longitudinale, mesurée dans l'axe du cylindre (incertitude 0.6 %, voir Annexe Ia) ;
- Les vitesses diamétrales minimale et maximale (incertitude 1.2 %, voir Annexe Ia).

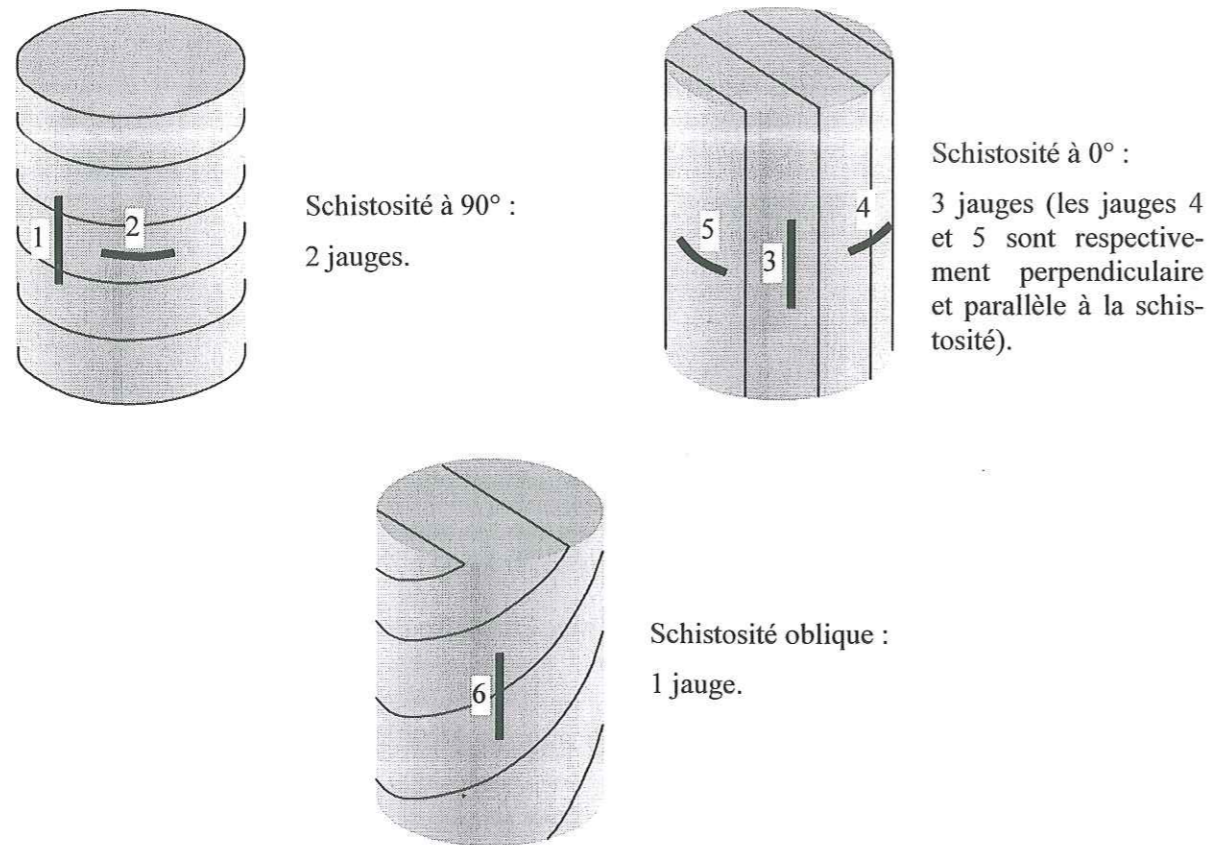


Figure B-12. Positionnement des jauges d'extensométrie.

Jauges d'extensométrie.

Les déformations des échantillons sont mesurées en cours d'essai à l'aide de jauges d'extensométrie de marque TML, modèle PFL 10, de 10 mm de longueur. Le nombre et la position des jauges dépend de l'inclinaison de la schistosité dans l'échantillon testé (Fig. B-12).

Chaque jauge permet de mesurer un module élastique défini comme le rapport entre la contrainte axiale appliquée et la déformation mesurée par la jauge, noté E_i pour la jauge i . Dans l'hypothèse du comportement transversalement isotrope, ces différents modules sont reliés aux paramètres élastiques E , E' , ν , ν' , G' et à l'angle θ par les relations suivantes, déduites des équations de changement de repère présentées au paragraphe B.2.1. :

Pendant la phase de montée hydrostatique :

$$E_1 = E_4 = \frac{E'}{1 - 2\nu'} \quad E_2 = E_3 = E_5 = \frac{E \cdot E'}{E' \cdot (1 - \nu) - E \cdot \nu'}$$

$$E_6 = \frac{E \cdot E'}{E' \cdot \cos^2\theta \cdot (1 - \nu) + E \cdot [\sin^2\theta \cdot (1 - \nu') - \nu']}$$

Pendant la phase de montée déviatoire :

$$E_1 = E' \quad E_4 = -\frac{E'}{\nu'} \quad E_2 = -\frac{E'}{\nu'} \quad E_5 = -\frac{E}{\nu}$$

$$E_3 = E \quad \frac{1}{E_6} = \frac{\sin^4\theta}{E'} + \left(\frac{1}{G'} - \frac{2\nu'}{E'}\right) \cdot \sin^2\theta \cdot \cos^2\theta + \frac{\cos^4\theta}{E}$$

B.3.2.2. Matériel utilisé.

Les essais sont réalisés sur la presse "Unipress GTA 20/40" du Lirigm, que nous avons équipée d'un asservissement complet. Un micro-ordinateur pilote simultanément la contrainte axiale et la pression de confinement latérale appliquées à l'échantillon, ce qui permet de lui faire suivre avec une excellente précision n'importe quel chemin de contraintes prédéfini.

Dans notre cas, il s'agit d'une montée en charge hydrostatique jusqu'au niveau requis pour le confinement, suivie d'une montée déviatoire à vitesse de chargement constante jusqu'à la rupture de l'échantillon (essai de type I dans la classification ISRM). Pour suivre la recommandation ISRM qui préconise de conduire l'échantillon à la rupture en un temps compris entre cinq et quinze minutes, la vitesse de chargement choisie est d'environ 0.5 MPa/s. Ce paramètre doit être soigneusement régulé, car il influe à la fois sur la résistance et sur le module de déformabilité de l'échantillon (Lama et Vutukuri, 1978).

Parallèlement, le micro-ordinateur acquiert en cours d'essai les données suivantes : contrainte axiale σ_1 , contrainte de confinement σ_3 , déformations des jauges d'extensométrie ϵ_1 , ϵ_2 et ϵ_3 . Ces données sont affichées en temps réel sous forme numérique et graphique (la Figure B-13 montre une prise d'écran réalisée pendant un essai), et sont enregistrées sur le disque dur de l'ordinateur avec une période d'échantillonnage de deux secondes.

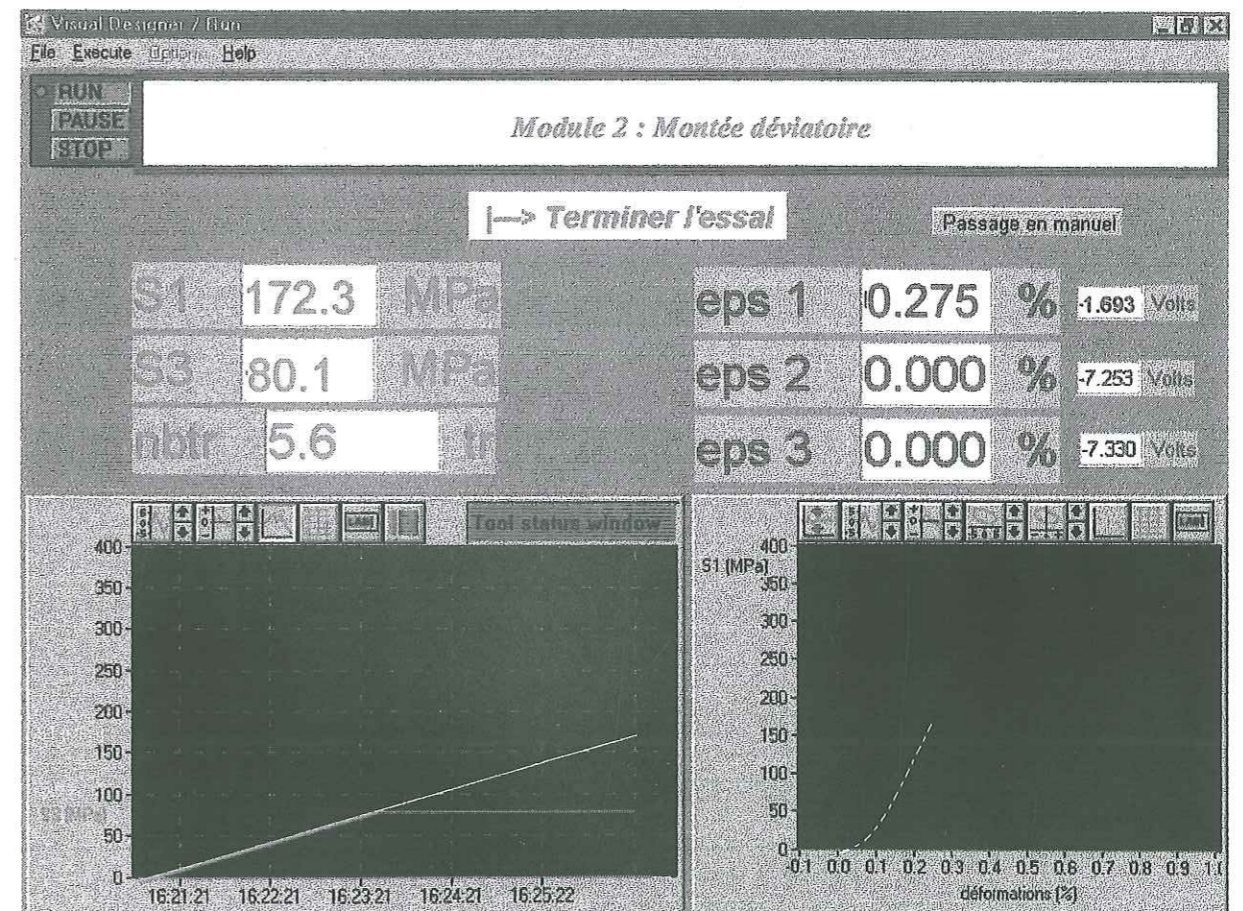


Figure B-13. Interface graphique du logiciel d'asservissement de la presse et d'acquisition de données en cours d'essai. Programmation faite sous Visual Designer.

B.3.3. Description et caractérisation des échantillons testés.

B.3.3.1. Description des échantillons testés.

Tous les échantillons testés ont été prélevés dans le forage F16, à une distance f (« cote foreur ») de la tête du forage (altitude 1981 m) comprise entre 1211 et 1435 m, c'est-à-dire, compte tenu de l'inclinaison du forage, à une altitude allant de 679 à 854 m NGF. Entre le prélèvement (été 1995) et la réalisation des essais triaxiaux, ils ont été conservés à l'abri des intempéries, à la carothèque d'Alpetunnel GEIE à Modane. Les échantillons viennent donc du cœur du massif d'Ambin. Ils sont homogènes du point de vue lithologique (gneiss d'Ambin, série de la Clarea) et sont représentatifs de tout le cœur du dôme d'Ambin. Ils sont répartis en cinq groupes suivant l'inclinaison θ de la schistosité par rapport à l'axe de l'échantillon :

- $\theta = 0^\circ$: neuf échantillons, numérotés 0a à 0c et 0e à 0j ;
- $\theta = 30^\circ$: sept échantillons, numérotés 30b à 30d et 30f à 30i ;
- $\theta = 45^\circ$: douze échantillons, numérotés 45a à 45e et 45g à 45m ;
- $\theta = 60^\circ$: douze échantillons, numérotés 60a à 60f et 60h à 60m ;
- $\theta = 90^\circ$: douze échantillons, numérotés 90a à 90l.

Chaque échantillon a fait l'objet d'une description détaillée (voir les schémas en Annexe I b), visant à identifier tous les éléments structuraux et lithologiques qui pourraient avoir une influence sur les propriétés mécaniques de la roche.

B.3.3.2. Caractérisation physique.

Mesures du poids volumique.

Le Tableau B-1 rassemble les mesures de poids volumique faites sur tous nos échantillons. Comme le montre la Figure B-14, les échantillons sont bien homogènes à l'exception de trois d'entre eux (45b, 45c et 45d) prélevés à la même profondeur du forage F16 (-1212.15 m) qui ont un poids volumique plus élevé probablement dû à une présence plus importante des minéraux les plus lourds entrant dans la composition de la roche (amphibole, tourmaline, etc.). On trouvera les résultats détaillés de toutes les mesures en Annexe I b.

Nos résultats sont compatibles avec les mesures faites par d'autres auteurs sur d'autres échantillons de gneiss d'Ambin (Tab. B-2).

Tableau B-1. Le poids volumique du gneiss d'Ambin.

Inclinaison de la schistosité θ ($^\circ$)	Poids volumique γ (kN/m^3)	Nombre de mesures
0°	27.3 ± 0.2	9
30°	27.0 ± 0.2	7
45°	27.6 ± 1.1	12
60°	27.1 ± 0.3	12
90°	27.2 ± 0.2	12
Tous les échantillons	27.3 ± 0.6	52

Tableau B-2. Les poids volumiques mesurés par d'autres auteurs.

Laboratoire	Provenance des échantillons (forages Alpetunnel GEIE)	Poids volumique γ (kN/m^3)	Nombre de mesures
Antea	F30 bis	27.8 ± 0.3	14
Lirigm (J.C.Germain)	F16	27.2 ± 0.3	23
Antea	F16	27.6 ± 0.4	25
Ismes	S4	27.3 ± 0.2	34

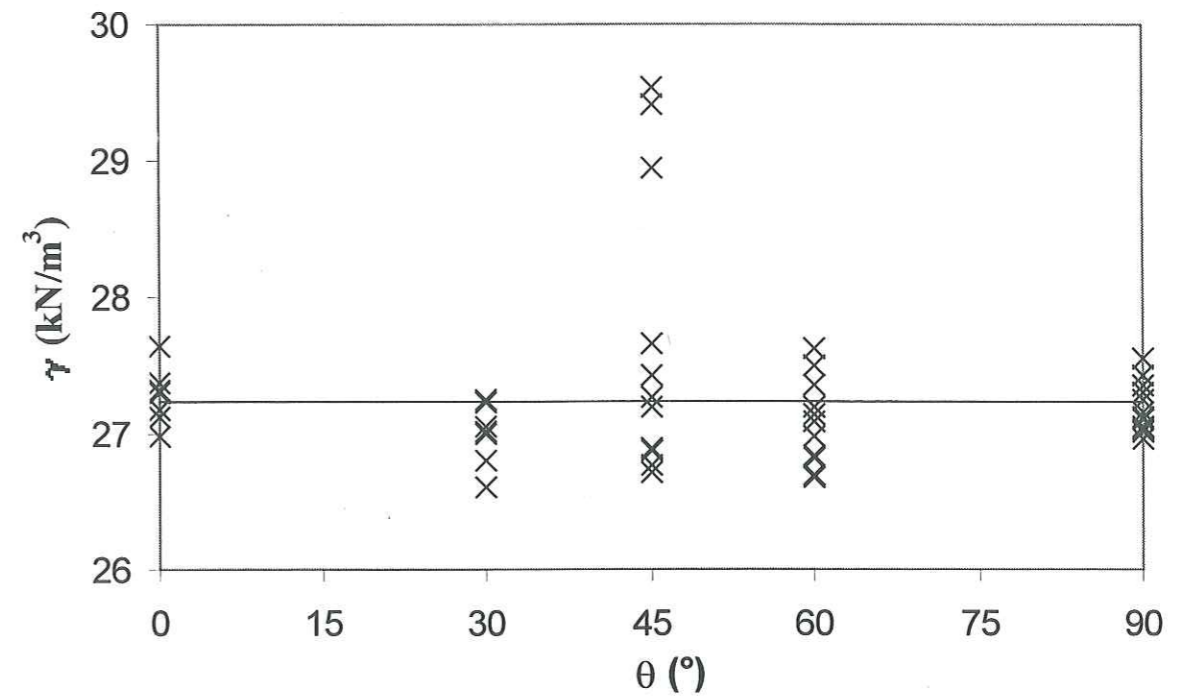


Figure B-14. Les poids volumiques de nos échantillons de gneiss d'Ambin.

Mesure de la vitesse de propagation des ultrasons.

Les résultats des mesures sont synthétisés dans le Tableau B-3 et la Figure B-15 ; les données détaillées sont en Annexe I b. Pour chaque orientation de carotte par rapport à la schistosité, on a mesuré trois vitesses (une axiale et deux radiales) dans trois directions différentes par rapport à la schistosité.

La vitesse de propagation des ultrasons est manifestement anisotrope, et il existe une bonne corrélation entre la vitesse de propagation dans une direction et l'angle que fait cette direction avec la schistosité, comme le montre la Figure B-16. Les données représentées sur cette courbe se déduisent des données du Tableau B-3, en regroupant pour chaque direction les différentes vitesses mesurées.

La vitesse minimale est mesurée perpendiculairement à la schistosité (3.6 ± 0.4 km/s), et la maximale parallèlement à la schistosité (5.0 ± 0.4 km/s).

La vitesse mesurée semble aussi être fonction de l'orientation de la mesure par rapport à l'échantillon : à inclinaison égale par rapport à la schistosité, la vitesse est souvent légèrement plus élevée lorsqu'elle est mesurée dans l'axe de l'échantillon plutôt que suivant un diamètre.

La roche étudiée semble donc avoir un comportement mécanique transversalement isotrope, avec un rapport d'anisotropie des vitesses : $\frac{V}{V'} \approx 1.4$.

Tableau B-3. Les mesures de vitesses de propagation des ultrasons dans le gneiss d'Ambin.

Inclinaison de l'axe de la carotte par rapport à la schistosité (θ)	Vitesse longitudinale (km/s)	Vitesse diamétrale minimale (km/s)	Vitesse diamétrale maximale (km/s)	Nombre de mesures
0°	5.3 ± 0.3	3.2 ± 0.5	5.3 ± 0.3	9
30°	4.5 ± 0.8	3.3 ± 0.5	5.1 ± 0.5	7
45°	4.3 ± 0.5	3.9 ± 0.7	5.1 ± 0.5	12
60°	4.0 ± 0.4	4.2 ± 0.5	5.0 ± 0.5	12
90°	3.9 ± 0.3	4.6 ± 0.4	5.0 ± 0.3	12

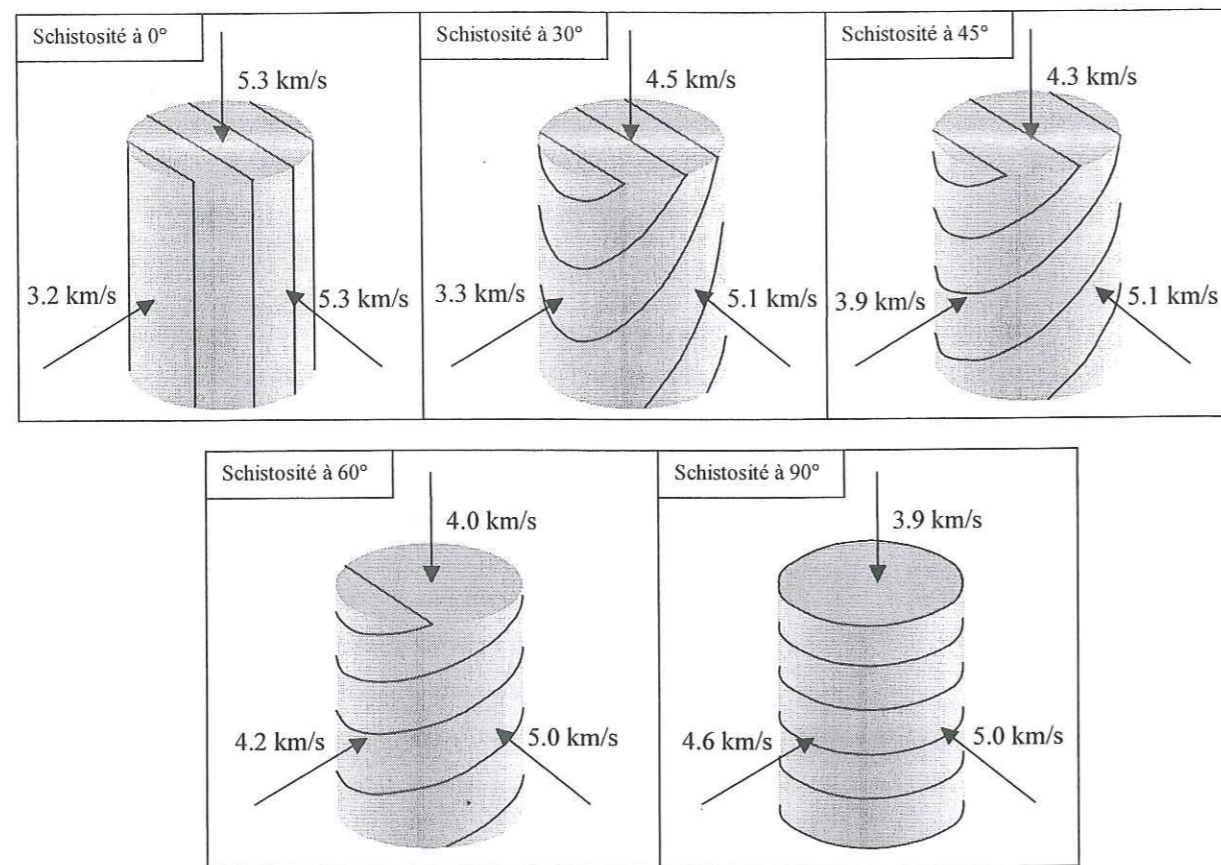


Figure B-15. La vitesse de propagation des ultrasons dans le gneiss d'Ambin.

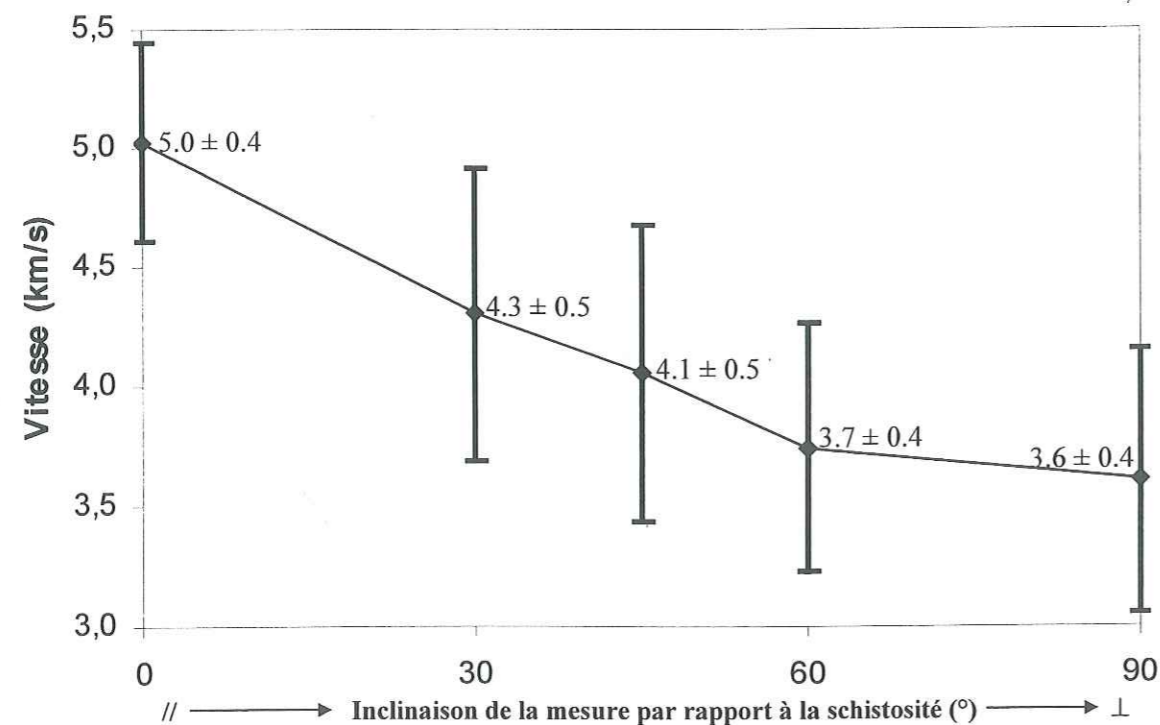


Figure B-16. L'anisotropie de la vitesse de propagation des ultrasons dans le gneiss d'Ambin.

B.3.4. Les essais triaxiaux : aspect des courbes expérimentales et des ruptures observées.

B.3.4.1. Les courbes contraintes – déformations.

Les courbes contraintes – déformations débutent généralement par une légère phase de serrage au cours de laquelle le module d'élasticité tangent croît progressivement. L'analyse des montées hydrostatiques des essais à 80 MPa de confinement (Fig. B-17) permet de préciser ce phénomène : le serrage apparaît surtout dans la direction perpendiculaire à la schistosité, et se termine pour une compression d'environ 50 MPa.

Le serrage étant classiquement expliqué par la fermeture des vides présents dans la roche, cette observation conduit à penser que la porosité du gneiss d'Ambin serait essentiellement une porosité de microvides aplatis, orientés parallèlement à la schistosité. Il nous est toutefois difficile de relier quantitativement le serrage observé (environ 0.05% d'après la Figure B-17) et la porosité mesurée par Germain (1996), d'environ 0.5 % (dans le rapport de J.-C. Germain, il est toutefois indiqué que cette valeur de 0.5% est assortie d'une très forte incertitude).

On observe également, sur l'exemple présenté, une faible anisotropie du serrage dans le plan de schistosité ; cette anisotropie ne se retrouve pas pour tous les essais réalisés, et nous la négligerons dans la suite. On remarque enfin des ondulations sur les courbes de la Figure B-17 ; elles sont simplement dues à une légère instabilité de la régulation de la presse.

La Figure B-18 (double page suivante) présente un échantillonnage représentatif des courbes contraintes – déformations obtenues pendant les montées déviatoires. Dans l'ensemble, les courbes sont bien linéaires jusqu'à la rupture, qui est fragile en compression simple et à 20 MPa de confinement, légèrement ductile à 50 MPa et surtout à 80 MPa (déformation maximale de l'ordre de 1%).

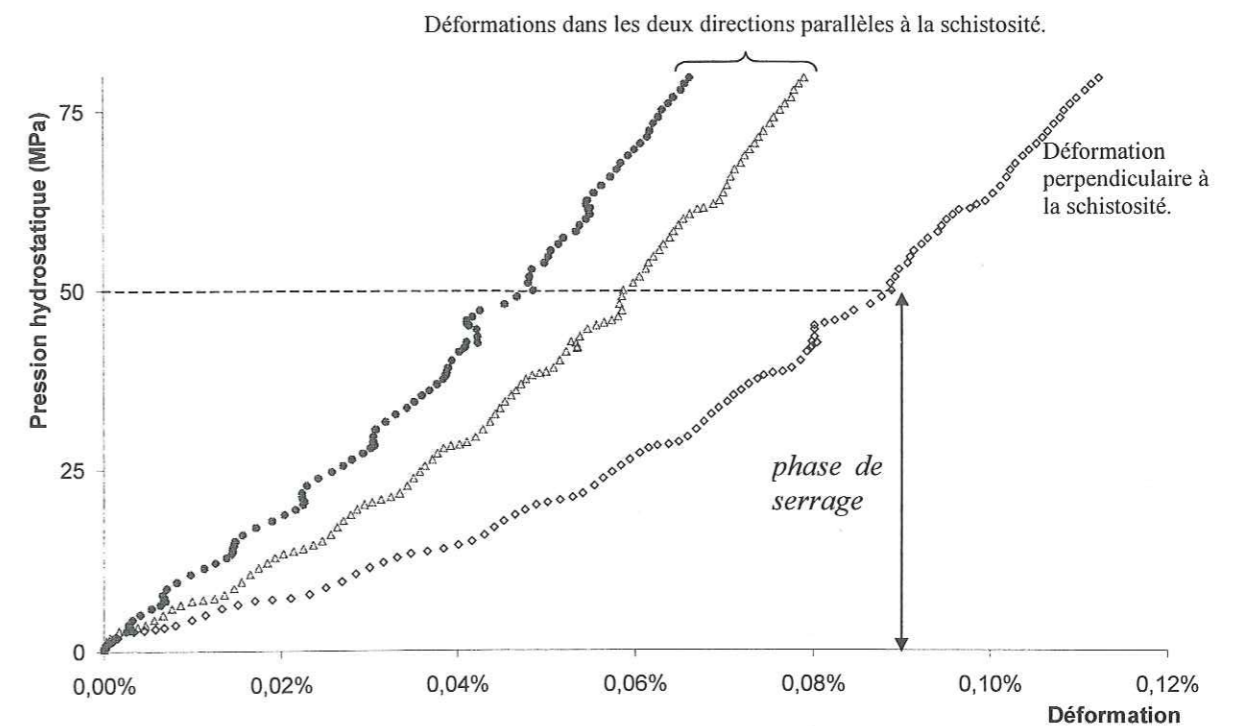


Figure B-17. Montée hydrostatique pour l'échantillon Oj, testé à 80 MPa.

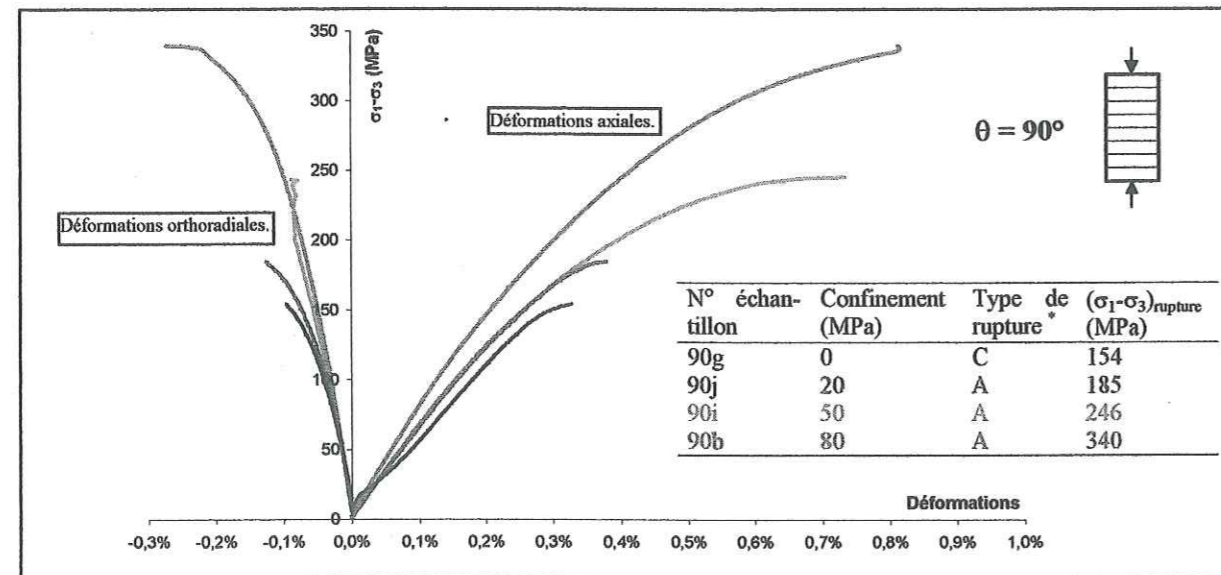
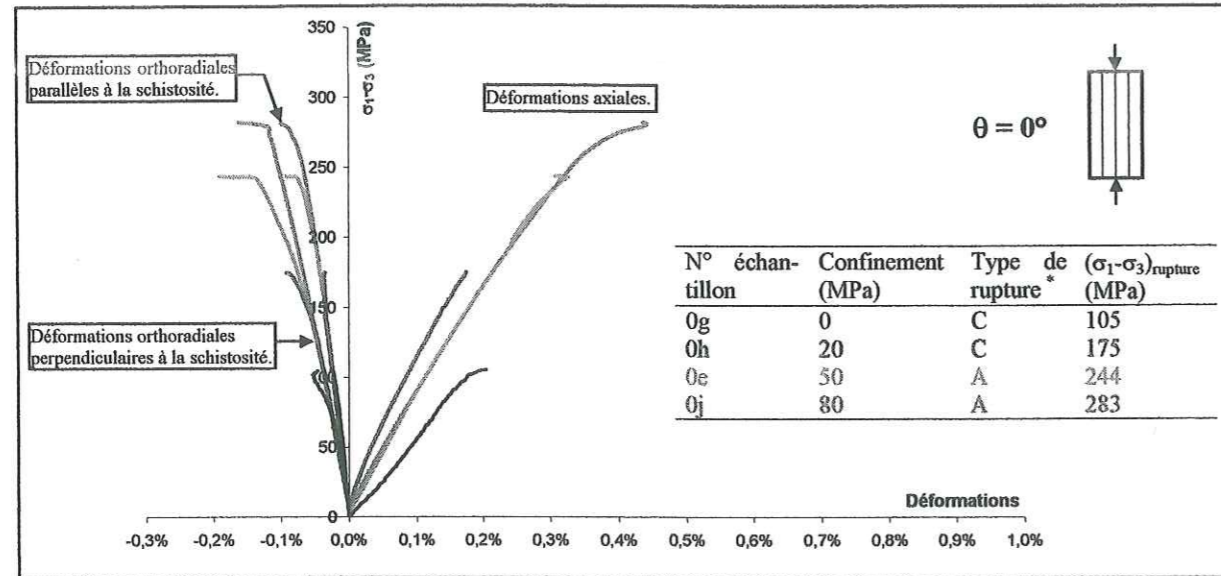


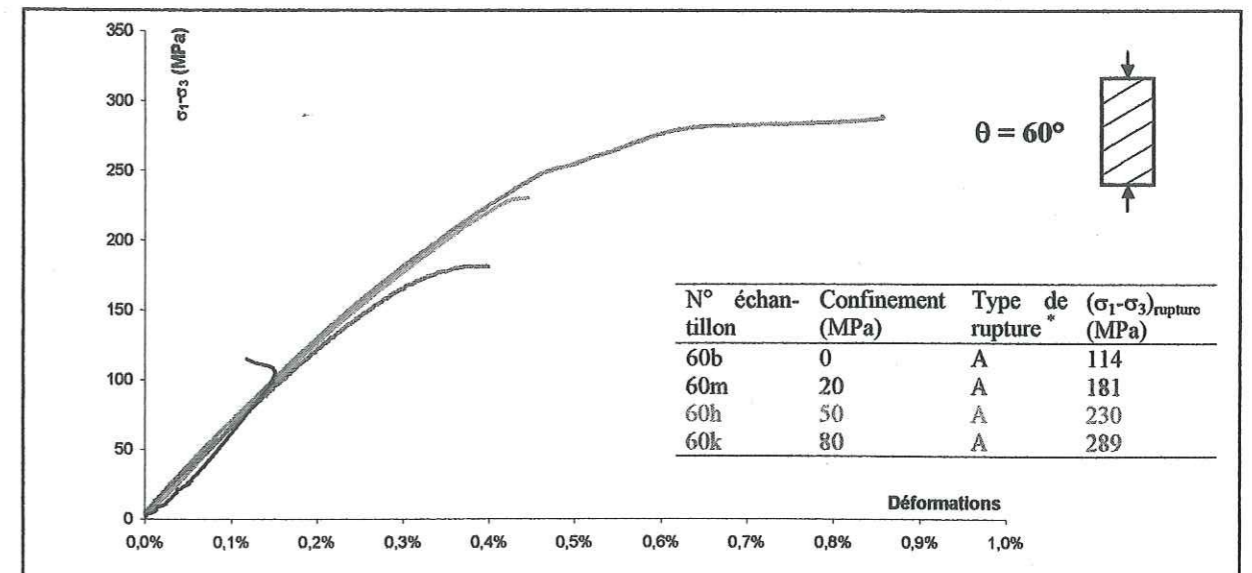
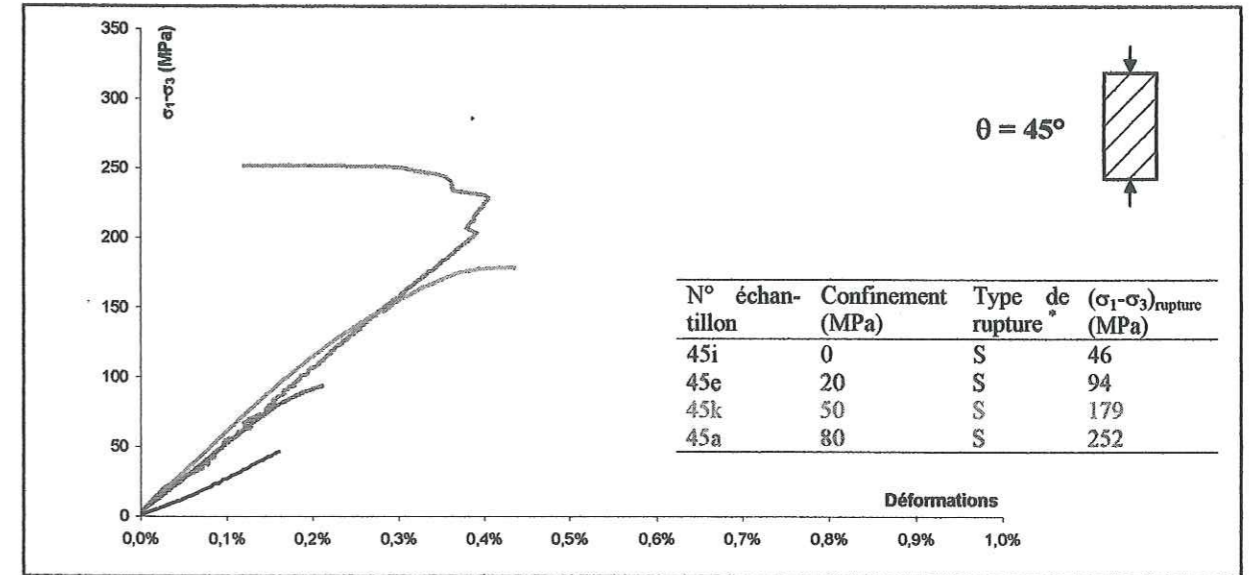
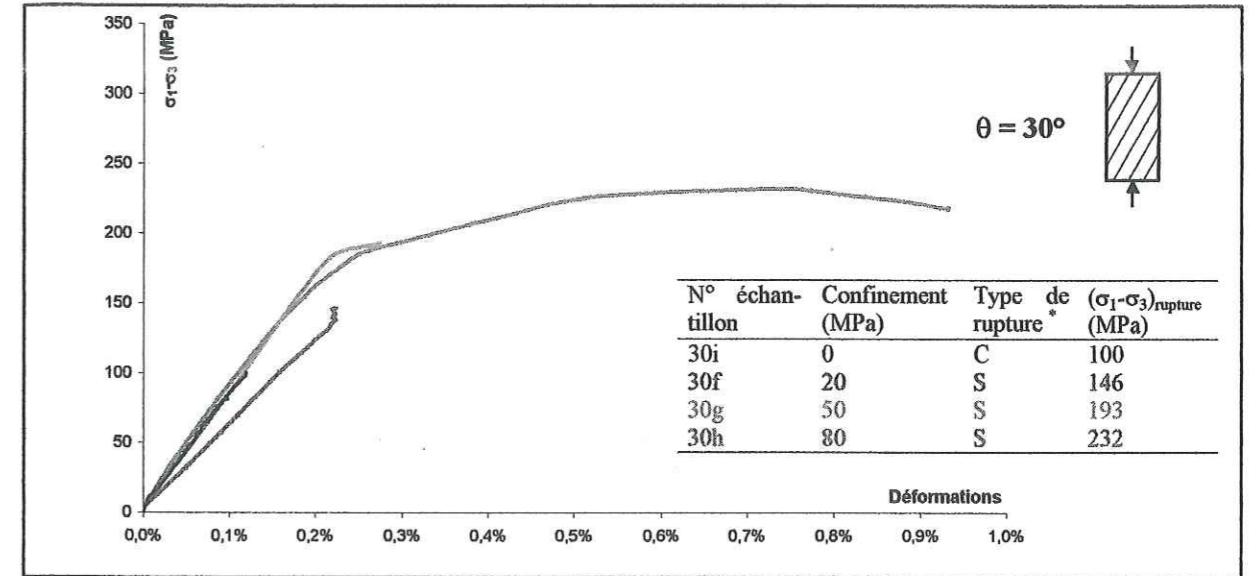
Figure B-18 (double page). Sélection de courbes contraintes – déformations représentatives.

Seules figurent les parties déviatoires des essais triaxiaux.

Pour quelques essais (0g, 30f, 45a, 60b), les jauges d'extensométrie se sont partiellement décollées peu avant la rupture si bien que les fins de courbes sont imprécises.

* Types de rupture (voir § B.3.4.2) :

- C : rupture en colonnettes ;
- A : rupture par cisaillement dans la matrice rocheuse (rupture astructurale) ;
- S : rupture par glissement sur un plan de schistosité (rupture structurale).



B.3.4.2. Analyse des ruptures.

Echantillons à $\theta = 0^\circ$.

Le type de rupture dépend du confinement : les échantillons testés en compression simple ainsi que l'un des deux à 20 MPa ont subi une rupture en colonnettes, caractérisée par le flambement de colonnes de roche parallèles à la direction du chargement. Les autres échantillons ont subi une rupture astructuralale produite par le cisaillement sur un plan incliné d'un angle $\alpha = 20^\circ$ par rapport à l'axe de l'échantillon, qui recoupe obliquement la schistosité. Le type de rupture a une grande influence sur la résistance de la roche, comme le montrent les deux échantillons testés à 20 MPa : le premier a subi une rupture en colonnettes pour un déviateur de contraintes $\sigma_1 - \sigma_3 = 175$ MPa, alors que le deuxième (présenté en annexe) a cassé par cisaillement dans la matrice rocheuse pour un déviateur de 247 MPa.

Les ruptures sont fragiles pour les confinements de 0 à 50 MPa ; une légère ductilité apparaît pour l'échantillon testé à 80 MPa.

Echantillons à θ compris entre 10° et 50° .

Trois types de rupture ont été observés :

- en compression simple, les échantillons ont cassé soit en colonnettes ($\theta = 25^\circ$, $\alpha = 0^\circ$, $\sigma_1 - \sigma_3 = 100$ MPa), soit par cisaillement sur un plan astructural ($\theta = 40$ à 45° , $\alpha = 25$ à 30° , $\sigma_1 - \sigma_3 = 91$ à 98 MPa), soit enfin par glissement sur un plan de schistosité ($\theta = \alpha = 40$ à 45° , $\sigma_1 - \sigma_3 = 34$ à 46 MPa).
- en compression triaxiale, les échantillons ont cassé soit par glissement sur un plan de schistosité ($\theta = \alpha = 10$ à 30° quel que soit le confinement, et certains échantillons avec θ compris entre 40 et 45°), soit par cisaillement sur un plan astructural ($\theta = 40$ à 50° , $\alpha = 25$ à 30°).

Comme cela a été observé pour les échantillons à $\theta = 0^\circ$, le type de rupture influe sur la résistance de l'échantillon. C'est particulièrement visible sur les essais de compression simple où le cisaillement dans la matrice rocheuse se produit à un déviateur de contraintes double de celui nécessaire pour déclencher un glissement sur un plan de schistosité, ainsi que sur les deux essais à 80 MPa de confinement sur des échantillons à $\theta = 45^\circ$.

Echantillons à θ compris entre 55° et 90° .

Seuls deux types de rupture ont été observés sur ces échantillons :

- en compression simple, les échantillons ont cassé soit en colonnettes, soit par cisaillement sur un plan astructural dans la matrice rocheuse ($\alpha = 15^\circ$ à 45°).
- en compression triaxiale, tous les échantillons ont cassé par cisaillement sur un plan astructural ; la résistance de la roche n'est pas influencée par la structure.

Ce groupe d'échantillons a donc des modes de rupture similaires à celui des échantillons à $\theta = 0^\circ$. La différence de comportement tient à la résistance en compression simple du deuxième groupe ($\theta \geq 55^\circ$) qui est plus faible que celle du premier ($\theta = 0^\circ$) ; les résistances en compression triaxiale sont par contre comparables. Cela s'explique par le fait que pour les échantillons à $\theta = 0^\circ$, la rupture des échantillons en colonnettes est facilitée par la schistosité qui « prédécoupe » la roche en colonnes verticales. Cette faiblesse se fait moins sentir dès qu'un confinement existe.

Conclusions sur les modes de rupture du gneiss d'Ambin.

Nous avons identifié sur nos échantillons de gneiss d'Ambin les trois types classiques de rupture des roches anisotropes décrits dans le chapitre B.2.2. (Fig. B-19) :

1. La rupture en colonnettes (type C), produite par le flambement de tranches de roche individualisées parallèles à l'axe du chargement. Ce type de rupture se produit d'autant plus facilement que la schistosité est subverticale, mais nous l'avons aussi observé pour des échantillons d'orientations différentes ; dans ce cas, les colonnettes se découpent à travers la matrice de la roche. Dans tous les cas, ce type de rupture ne peut exister qu'avec un confinement faible (confinement nul, ou au maximum de 20 MPa lorsque la schistosité est verticale) car un confinement plus élevé exerce une force qui s'oppose au flambement.
2. La rupture par cisaillement structural (type S) qui se produit le long d'un plan de schistosité. Ce type de rupture apparaît lorsque la résistance au cisaillement d'un plan de schistosité est dépassée, ce qui nécessite que les plans soient orientés favorablement par rapport aux directions du chargement. Nous l'avons observé pour des angles θ compris entre 10 et 45° .
3. La rupture par cisaillement plan dans la matrice rocheuse (type A). C'est un mode de rupture astructural, puisque le plan de rupture recoupe obliquement la schistosité. Il se produit lorsque la schistosité est orientée à $\theta = 0^\circ$ ou $\theta \geq 55^\circ$, et que le confinement appliqué est suffisant pour empêcher la rupture en colonnettes.

Les conditions d'apparition préférentielle de l'un ou l'autre de ces modes de rupture sont résumées sur la Figure B-20, où figurent en abscisse l'orientation de la schistosité et en ordonnée la contrainte de confinement appliquée. On y trouve les grands domaines dans lesquels existe un seul mode de rupture ; dans la réalité, ces domaines sont séparés par des zones de transition dans lesquelles deux modes de rupture différents peuvent apparaître.

Les inclinaisons des plans de rupture observés sont synthétisées en Figure B-21. Les points correspondant aux ruptures en cisaillement structural se trouvent sur la diagonale, ceux correspondant aux ruptures en cisaillement astructural sont en-dessous (la majorité) ou au-dessus (un seul cas, pour $\theta = 0^\circ$) et ceux correspondant aux ruptures en colonnettes sont sur l'axe des abscisses.

On observe sur cette figure que les ruptures astructurales se produisent suivant des plans inclinés d'un angle α compris entre 20° et θ , inclinaison de la schistosité. On retrouve ici un résultat classique pour les roches anisotropes (voir § B.2.2.3.).

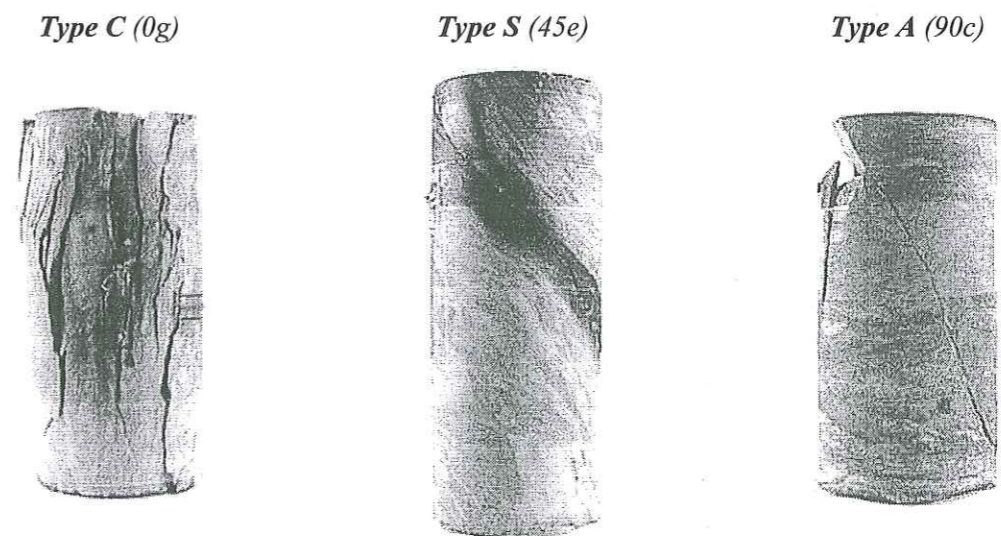


Figure B-19. Les trois modes de rupture du gneiss d'Ambin en compression triaxiale.

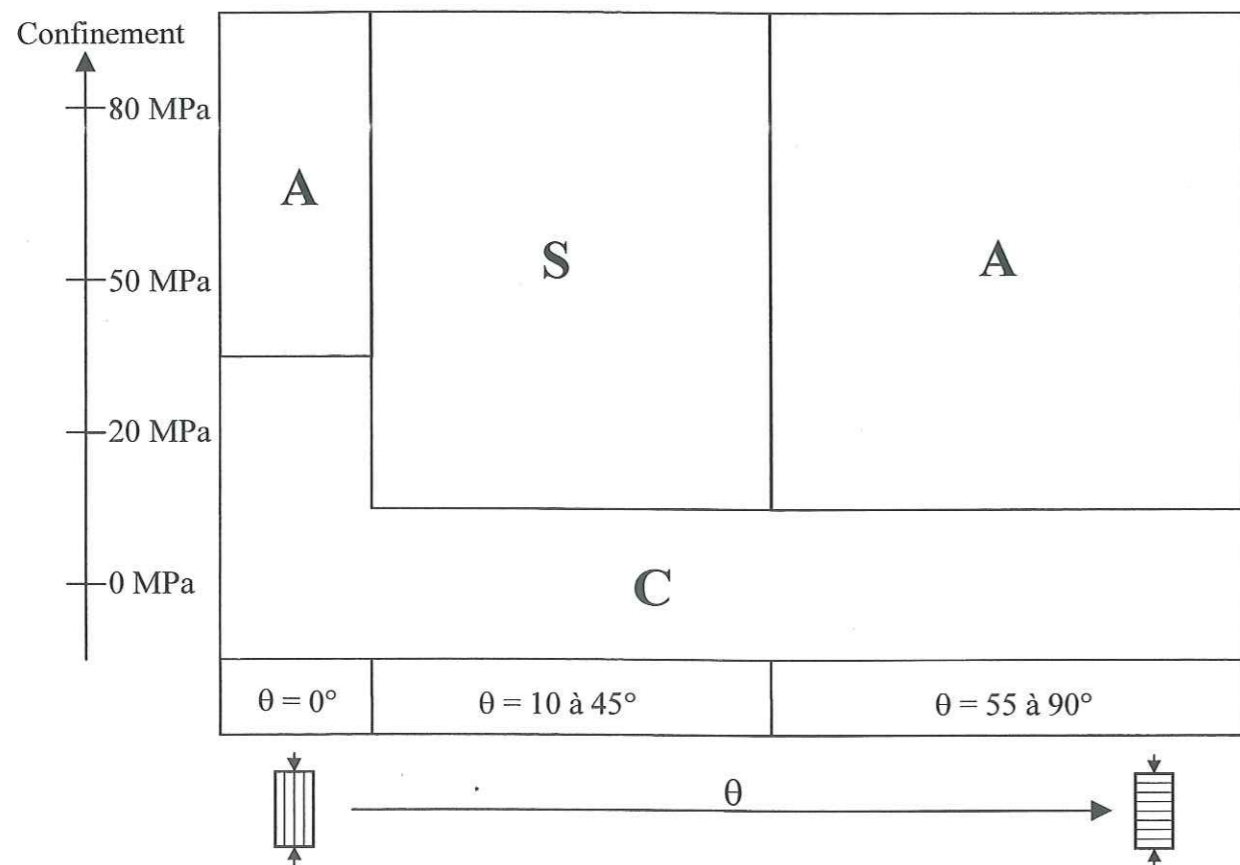


Figure B-20. Schéma récapitulatif des modes de rupture du gneiss d'Ambin en compression tri-axiale.

C : colonnettes. S : cisaillement structural. A : cisaillement astructural.

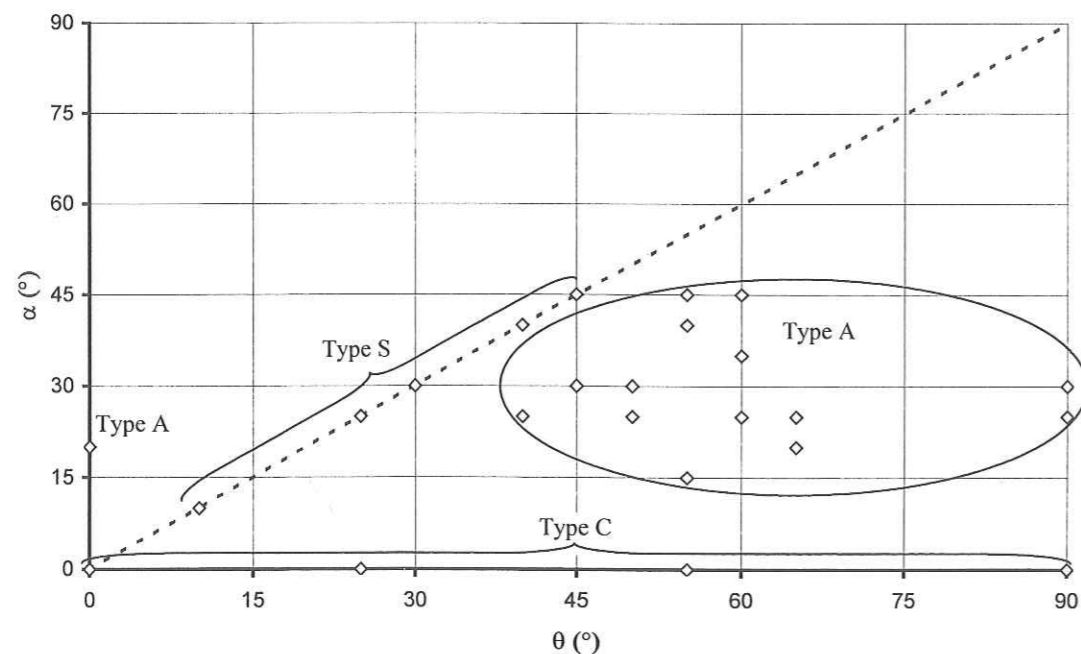


Figure B-21. Inclinaisons par rapport à σ_1 des plans de rupture observés.

α : inclinaison de la rupture. θ : inclinaison de la schistosité. Types C, S, A : voir Fig. B-19.

B.3.5. Détermination des paramètres élastiques du gneiss d'Ambin.

B.3.5.1. Les données disponibles.

Chacun des quarante-cinq essais réalisés fournit, comme nous l'avons vu au paragraphe B.3.2.1., de un à trois pseudo modules élastiques (trois pour un échantillon à $\theta = 0^\circ$, deux pour un échantillon à $\theta = 90^\circ$ et un pour un échantillon à schistosité oblique, voir Figure B-12) ; nous obtenons ainsi un total de soixante déterminations. Les courbes contraintes – déformations obtenues avec chacune des jauges d'extensométrie présentant toutes une partie linéaire bien marquée, les modules sont définis comme les pentes de chacune de ces courbes à 50% de la contrainte de rupture.

Tous les résultats figurent dans l'annexe Ia, à la fin du volume principal.

La Figure B-22 montre que, pour les essais réalisés, on ne peut pas établir d'évolution nette du module d'élasticité axial E_θ moyen mesuré avec le confinement σ_3 appliqué au cours de l'essai ; on remarque simplement une diminution de la dispersion des résultats lorsque le confinement augmente. En revanche la dépendance de E_θ vis-à-vis de θ apparaît clairement (Fig. B-23). Dans la suite de l'interprétation des essais, nous considérerons donc que les paramètres élastiques du gneiss d'Ambin sont indépendants du confinement appliqué.

B.3.5.2 L'inversion des données.

Chacun des soixante pseudo modules mesurés est relié aux cinq paramètres élastiques anisotropes recherchés (E, E', ν, ν' et G' , voir § B.2.3.1.). La détermination des cinq paramètres se résume donc à la résolution d'un système surdéterminé de soixante équations linéaires à cinq inconnues que nous résolvons par la méthode des moindres carrés.

La solution obtenue est la suivante :

$$\begin{cases} E = 80 \text{ GPa} \\ E' = 59 \text{ GPa} \\ \nu = 0.18 \\ \nu' = 0.26 \\ G' = 18 \text{ GPa} \end{cases}$$

Pour mieux contraindre cette première solution, il est intéressant de considérer également les courbes contraintes – déformations correspondant aux montées hydrostatiques des essais. Il faut pour cela exclure les phases de serrage, dans lesquelles les modules mesurés sont inférieurs aux modules recherchés ; nous avons vu que la phase de serrage correspond à la gamme de pression [0 ; 50 MPa], donc seules les fins de montées hydrostatiques des essais à 80 MPa sont exploitables.

Les dix modules ainsi déterminés sont reliés aux cinq paramètres élastiques par les formules suivantes (les notations adoptées sont celles utilisées au § B.2.3.1.) :

$$\frac{1}{(E_2)_{\text{hydro.}}} = \frac{1}{(E_4)_{\text{hydro.}}} = \frac{1-\nu}{E} - \frac{\nu'}{E'}$$

$$\frac{1}{(E_5)_{\text{hydro.}}} = \frac{1-2\nu'}{E'}$$

$$\frac{1}{(E_6)_{\text{hydro.}}} = \frac{\sin^2\theta.(1-\nu') - \nu'}{E'} + \frac{\cos^2\theta.(1-\nu)}{E}$$

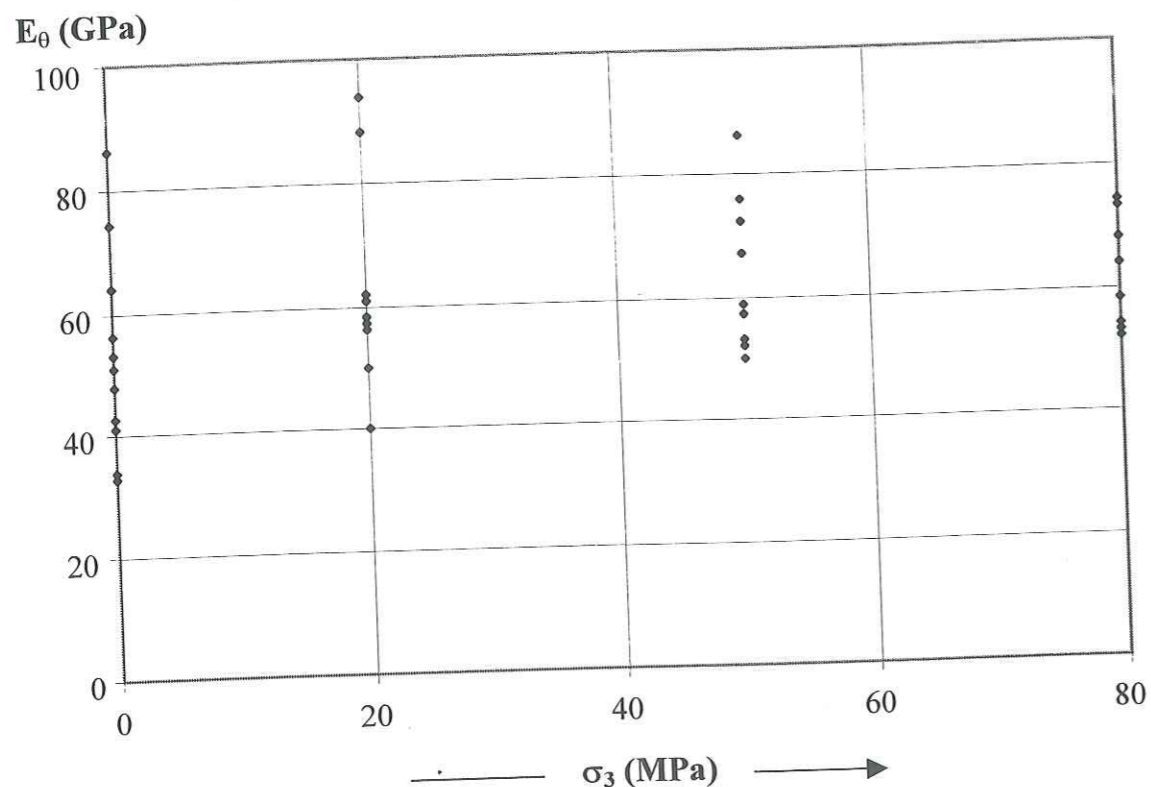


Figure B-22. Module axial E_0 en fonction de σ_3 .

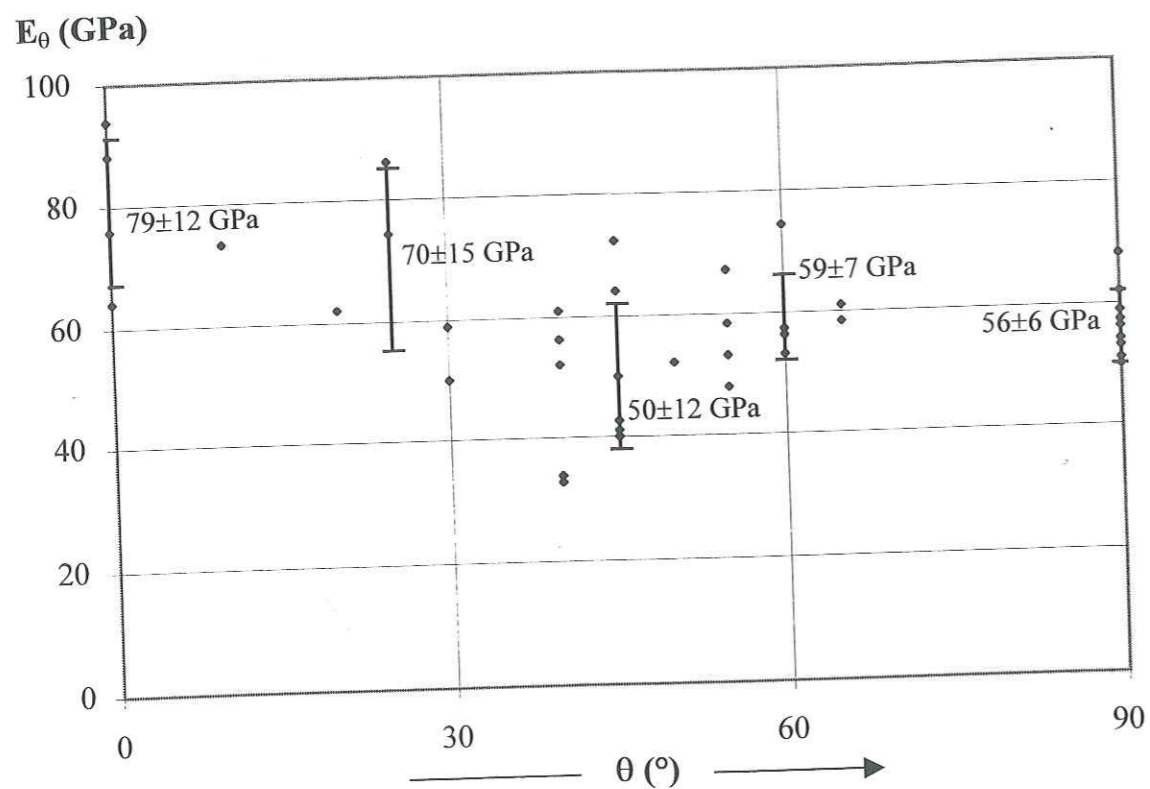


Figure B-23. Module axial E_0 en fonction de θ .

Une inversion globale des soixante-dix données désormais disponibles conduit à la nouvelle solution suivante :

$$\begin{cases} E = 75 \text{ GPa} \\ E' = 58 \text{ GPa} \\ \nu = 0.17 \\ \nu' = 0.25 \\ G' = 19 \text{ GPa} \end{cases}$$

La deuxième solution est proche de la première, ce qui signifie que les nouvelles données apportées par l'analyse des montées hydrostatiques sont bien cohérentes avec celles provenant de l'analyse des montées déviatoires. On peut donc avoir une bonne confiance dans les solutions obtenues, et particulièrement dans la seconde qui intègre un plus grand nombre de données.

B.3.5.3. Conclusions sur le comportement élastique du gneiss d'Ambin.

Le comportement des roches anisotropes à structure planaire dans le domaine élastique est classiquement modélisé en faisant l'hypothèse de l'isotropie transverse, hypothèse que nous avons validée pour le gneiss d'Ambin grâce aux mesures de vitesses. Les données expérimentales acquises sur le gneiss d'Ambin nous ont permis de faire cette modélisation, avec comme paramètres du modèle :

Module d'Young parallèle à la schistosité : $E = 75 \text{ GPa}$
Module d'Young perpendiculaire à la schistosité : $E' = 58 \text{ GPa}$
Coefficient de Poisson parallèle à la schistosité : $\nu = 0.17$
Coefficient de Poisson perpendiculaire à la schistosité : $\nu' = 0.25$
Module de cisaillement perpendiculaire à la schistosité : $G' = 19 \text{ GPa}$

Vue la dispersion modérée des résultats d'essais, l'incertitude sur chacun de ces paramètres peut être évaluée à environ 10%.

Ces cinq paramètres permettent de calculer le module de cisaillement parallèle à la schistosité :

$$G = E / 2(1+\nu) = 32 \text{ GPa}$$

ainsi que deux paramètres adimensionnels caractérisant le degré d'anisotropie de la roche :

$$E / E' = 1.29 \quad G / G' = 1.72$$

Nous retrouvons des degrés d'anisotropie proches de celui mesuré pour les vitesses ($V/V' = 1.4$, voir § B.3.3.2.).

La Figure B-24 représente l'évolution du module axial théorique E_θ en fonction de l'angle θ . E_θ passe par un minimum pour $\theta = 53^\circ$, et vaut alors 52 GPa. Ce type de comportement caractérisé par un module de déformation minimal dans une direction oblique s'explique par la présence d'un certain feuilletage de la roche qui entraîne un « glissement » facile sur les plans de schistosité, et donc un module de cisaillement G' faible (Sirieys, 1979).

Comme on le voit sur la Figure B-24, le modèle proposé est en bon accord à la fois avec les modules axiaux que nous avons mesurés sur des échantillons du forage F16, et avec les résultats obtenus par Ismes sur des échantillons du S4 (Fig. B-11b) pour des confinements allant de 0 à 10 MPa. Ceci démontre la fiabilité du modèle et confirme surtout l'homogénéité des micaschistes de la série de la Clarea.

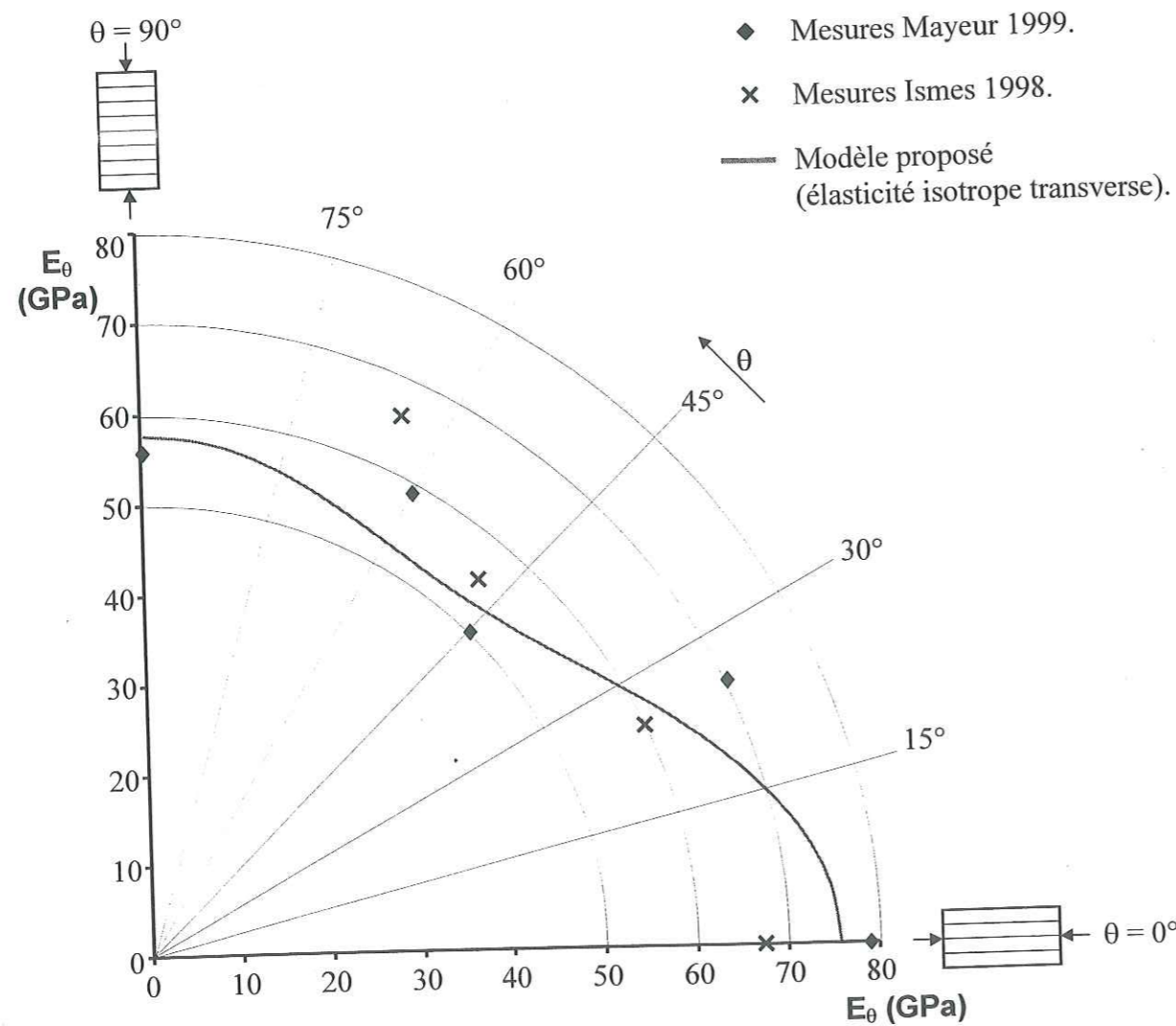


Figure B-24. Module axial E_θ : données expérimentales et modèle théorique.

Les mesures représentées sont des valeurs moyennes des modules axiaux mesurés, toutes pressions de confinement confondues. Le modèle est quant à lui calé à la fois sur les modules axiaux et sur les modules orthoradiaux lorsqu'ils ont été mesurés.

Il est intéressant de comparer ces résultats à ceux obtenus pour d'autres roches anisotropes. Sirieys (1979) donne les limites suivantes pour les roches schisteuses :

$$\begin{cases} 1.25 < E/E' < 5 \\ 1.4 < G/G' < 3.5 \end{cases}$$

Les valeurs que nous avons mesurées sont comprises dans les intervalles proposés par Sirieys, mais plutôt proches des deux limites inférieures.

On en conclut donc que dans sa plage élastique, le gneiss d'Ambin se comporte comme une *roche schisteuse faiblement anisotrope*.

B.3.6. Modélisation du comportement à la rupture du gneiss d'Ambin en compression triaxiale.

B.3.6.1. Présentation du problème.

Dans le § B.3.4.2., nous avons décrit qualitativement les trois modes de rupture susceptibles de se développer dans le gneiss d'Ambin suivant l'orientation de la schistosité par rapport aux directions principales de chargement et le confinement latéral appliqué. Nous allons maintenant chercher à quantifier un critère de rupture pour le gneiss d'Ambin en compression triaxiale.

L'ensemble des déviateurs de contraintes $\sigma_1 - \sigma_3$ à la rupture que nous avons mesurés, tous modes de rupture confondus, est représenté sur la Figure B-25.

Les résultats ainsi présentés sont un peu dispersés, mais laissent déjà apparaître l'augmentation classique de la résistance de la roche avec le confinement, et une variation sensible de la résistance en fonction de l'orientation de la schistosité.

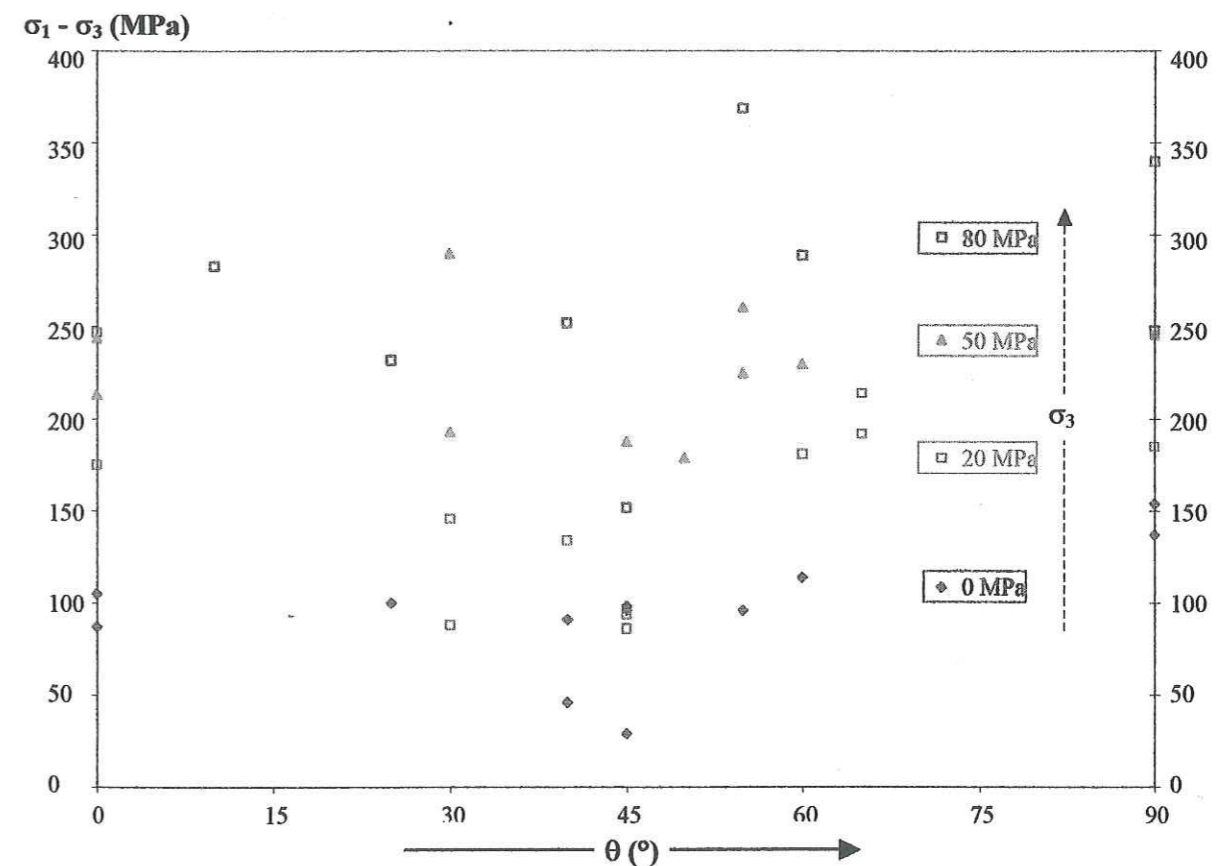


Figure B-25. Variation de la résistance $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rupture}}$ en fonction de θ et du confinement.

Pour clarifier les résultats, il nous a paru intéressant de les séparer en deux groupes (Fig. B-26 et B-27) :

- Les ruptures astructurales, de type A (cisaillement astructural) ou C (colonnettes). Pour ces deux types de rupture, la résistance de la roche ne dépend que du confinement latéral (la structure est « passive », n'influence pas l'orientation de la rupture), et la dispersion des mesures est assez faible (Tab. B-4).

Tableau B-4. Déviateurs de contrainte mesurés pour les ruptures de type astructural (A ou C).

Confinement (MPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ (MPa)
0	108 ± 22
20	199 ± 28
50	237 ± 17
80	312 ± 53

- Les ruptures structurales de type S (cisaillement sur un plan de schistosité). Les résistances sont ici fonction à la fois du confinement et de l'orientation θ de la schistosité. D'une manière générale, pour un confinement donné, les résistances obtenues pour ce type de rupture sont plus faibles que celles du premier groupe (voir plus loin, Tab. B-6).

Il est donc illusoire de déterminer une loi de rupture unique pour modéliser tous les types de comportement ; nous sommes plutôt amenés à combiner deux critères de rupture correspondant à des mécanismes distincts, l'un isotrope dans la « plage astructurale » ($\theta < 10^\circ$ ou $\theta > 50^\circ$ pour la plupart des essais à confinement non nul), et l'autre anisotrope dans la « plage structurale » ($10^\circ < \theta < 50^\circ$).

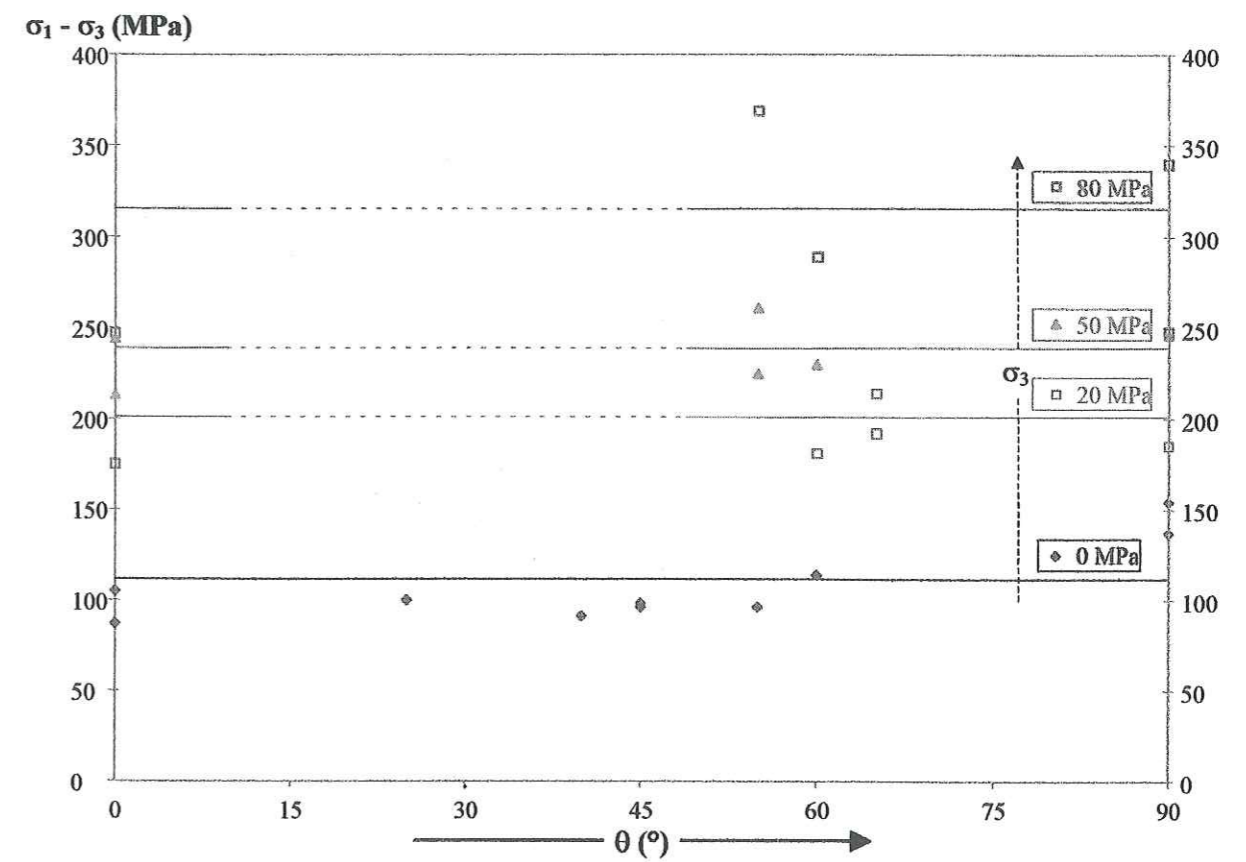


Figure B-26. Déviateurs de contrainte mesurés pour les ruptures astructurales (types A et C).

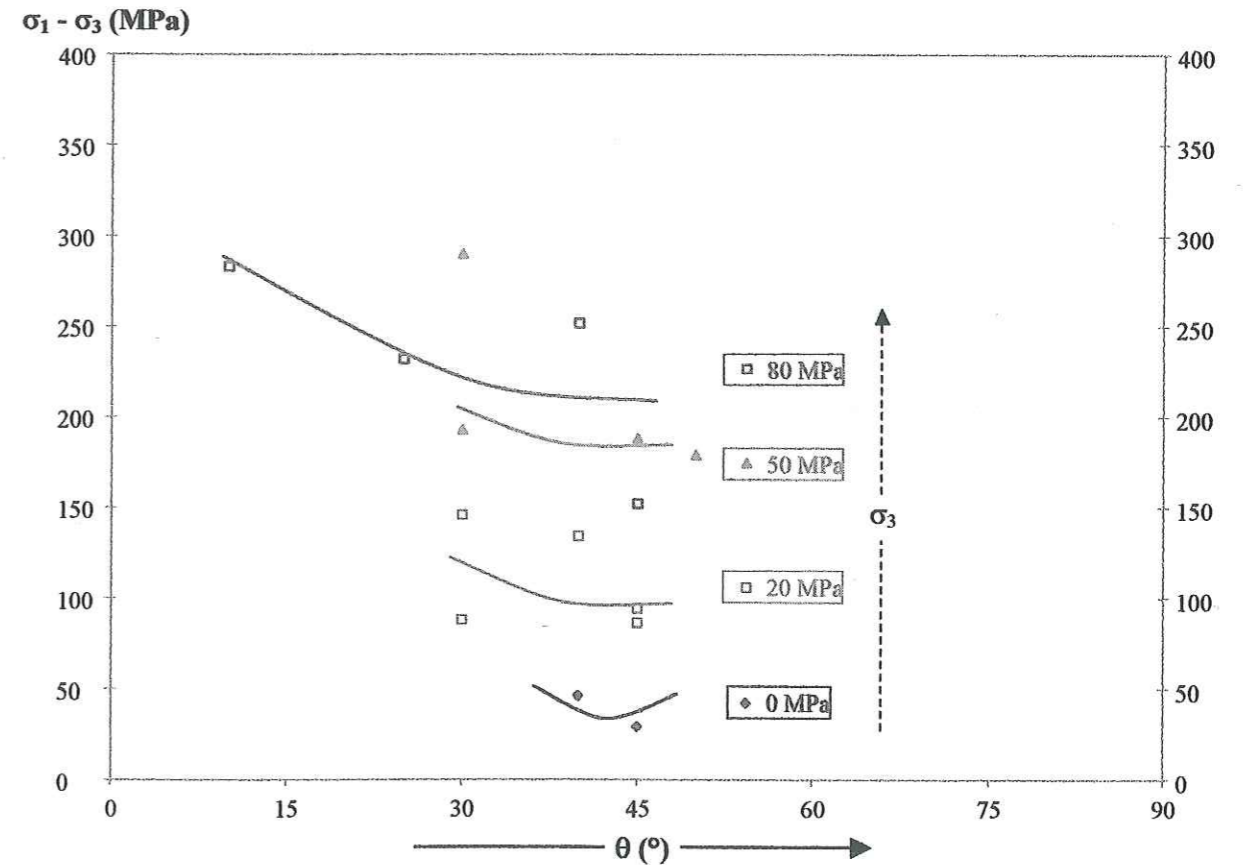


Figure B-27. Déviateurs de contrainte mesurés pour les ruptures structurales (type S).

B.3.6.2. Critère pour la plage astructurale ($\theta \leq 10^\circ$ ou $\theta \geq 50^\circ$).

Nous avons vu que dans la plage astructurale, la structure est passive. La roche y a donc un comportement pseudo-isotrope et nous pouvons traiter de façon identique tous les essais réalisés dans cette plage.

En première approximation, le déviateur de contraintes à la rupture varie linéairement avec le confinement. Une régression linéaire donne la relation suivante :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rupture}} \text{ (MPa)} = 125 + 2.36 \cdot \sigma_3.$$

Ceci s'applique assez bien jusqu'à 50 MPa de confinement. Le comportement de la roche dans cette plage peut donc être décrit par un critère linéaire de Mohr-Coulomb, avec $C = 34$ MPa (cohésion) et $\varphi = 33^\circ$ (angle de frottement interne).

Mais si l'on cherche un critère étendu à une plage de pressions de confinement plus importante, en intégrant les résultats obtenus par J.-C. Germain pour les échantillons à $\theta = 90^\circ$ qui ont subi des ruptures astructurales (Tab. B-5), on constate qu'un critère parabolique est mieux adapté que le critère linéaire utilisé dans la première approche. Le critère initial de Hoek et Brown (1980) a pu être calé sur nos données pour $m_i = 11$ et $\sigma_c = 108$ MPa.

Les deux critères, linéaire et parabolique, sont représentés sur la Figure B-28.

Tableau B-5. Déviateurs mesurés en rupture astructurale (types A et C) incluant les résultats de Germain (1996).

Confinement (MPa)	0	10	20	40	50	60	80	100
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rupture}}$ (MPa)	108	228	221	238	237	324	362	355
Germain, 1996								
Mayeur, 1999								

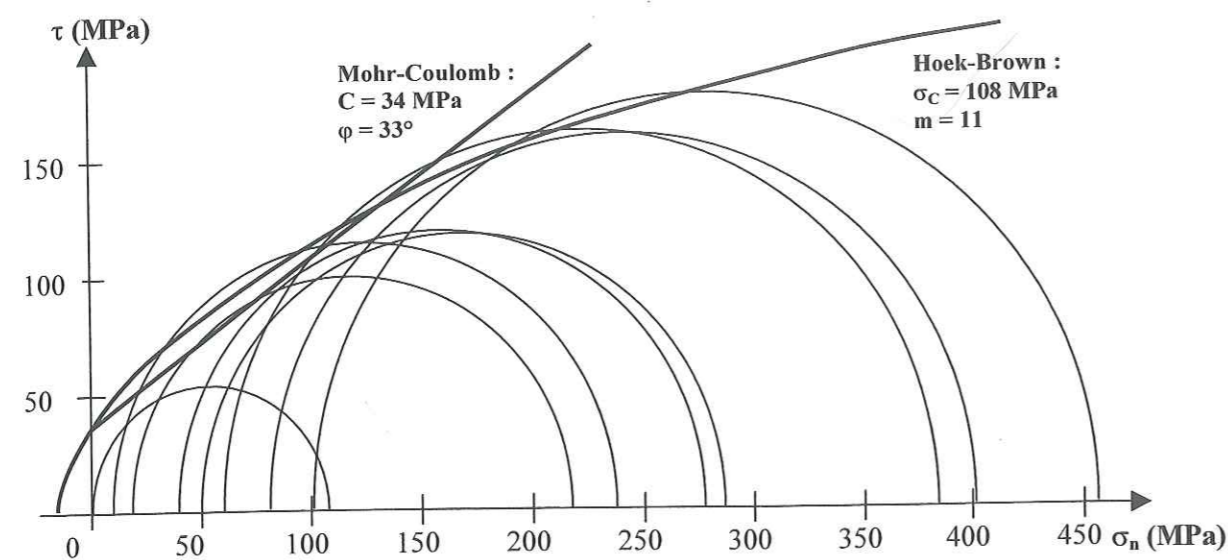


Figure B-28. Plage astructurale (ruptures de type A) : critères linéaire et parabolique.

B.3.6.3. Critère pour la plage structurale ($10^\circ < \theta < 50^\circ$).

Dans la plage structurale, la résistance de la roche est fonction à la fois du confinement latéral et de l'orientation de la schistosité. Nos données expérimentales correspondent principalement à deux orientations : 30° et 45° (Tab. B-6).

Pour chacune des deux orientations, on peut caler un critère de Mohr-Coulomb et un critère de Hoek-Brown comme nous l'avons fait pour la plage astructurale (Fig. B-29).

Tableau B-6. Déviateurs de contrainte mesurés pour les ruptures de type structural (type S) intégrant les données de Germain (1996).

$\theta = 30^\circ$		$\theta = 45^\circ$	
Confinement (MPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (MPa)	Confinement (MPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (MPa)
0	38	0	38 ± 12
20	117 ± 41	20	105 ± 26
50	216 ± 65	50	184 ± 6
80	216 ± 24	80	202 ± 71
100	213		
120	167		

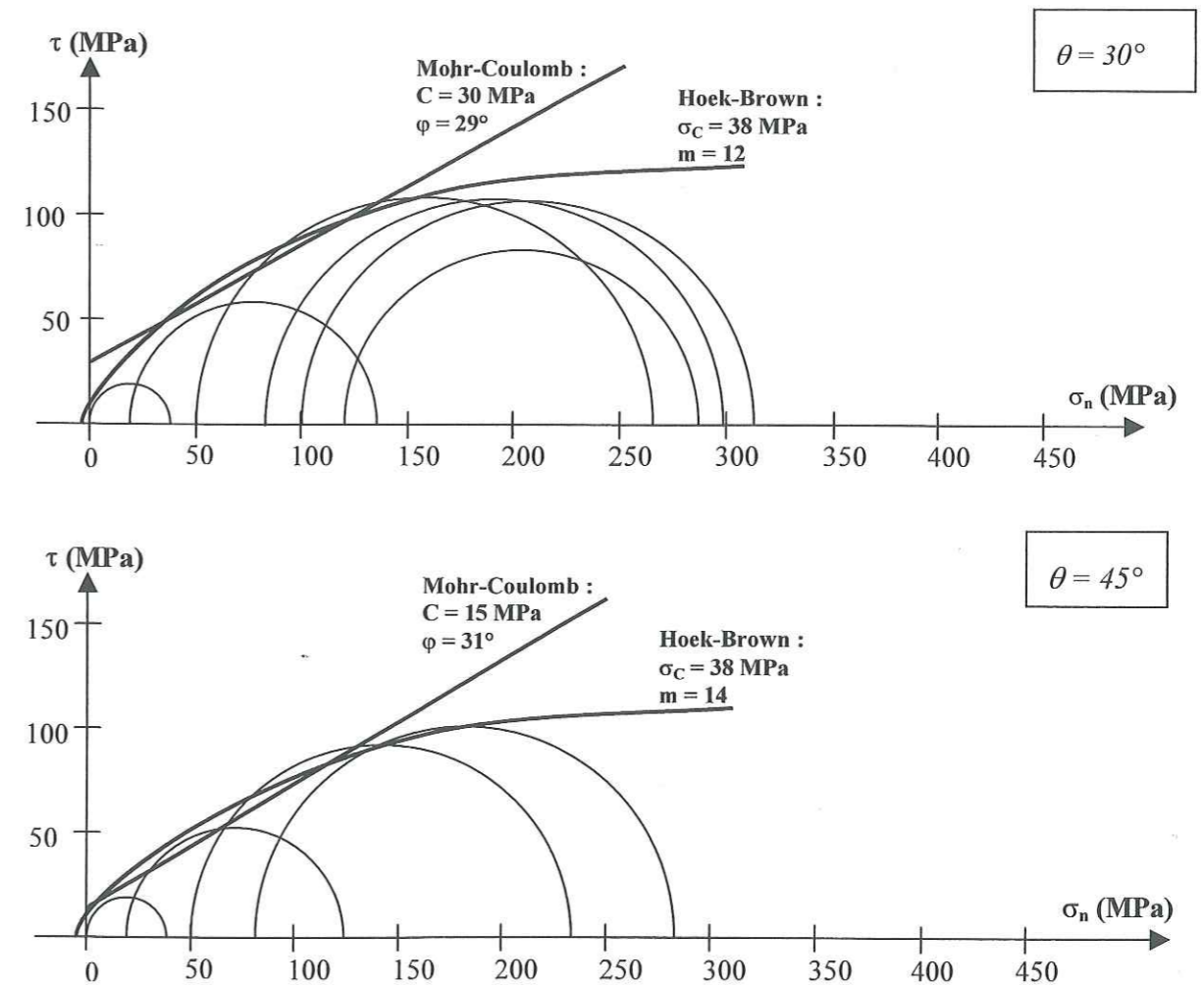


Figure B-29. Rupture structurale (type S) : critères linéaire et parabolique.

En haut (B-29a) : orientation $\theta = 30^\circ$; en bas (B-29b) : orientation $\theta = 45^\circ$.

Les paramètres des modèles sont les suivants :

- $\theta = 30^\circ$ Mohr-Coulomb : $C = 30$ MPa et $\varphi = 29^\circ$.
 Hoek-Brown : $\sigma_c = 38$ MPa et $m = 12$.
- $\theta = 45^\circ$ Mohr-Coulomb : $C = 15$ MPa et $\varphi = 31^\circ$.
 Hoek-Brown : $\sigma_c = 38$ MPa et $m = 14$.

Les deux angles de frottement internes φ calculés (29° et 31°) sont légèrement plus faibles que celui obtenu dans la plage astructurale (33°). Ce comportement diffère légèrement de celui des schistes pour lesquels φ est indépendant de l'angle θ (Sirieys, 1979). La cohésion est plus nettement anisotrope : elle est plus faible dans la plage structurale que dans la plage astructurale, mais les données disponibles ne sont pas suffisantes pour déterminer précisément son évolution en fonction de θ .

Sur le Tableau B-6, on remarque également que la résistance obtenue pour un confinement de 120 MPa paraît anormalement faible ; cette valeur ne repose en fait que sur un seul essai de J.-C. Germain et n'a pas été validée par la suite, si bien que nous ne lui accorderons pas d'importance excessive.

B.3.6.4. Conclusion sur le comportement à la rupture du gneiss d'Ambin.

Nous avons interprété les résultats expérimentaux sur la résistance du gneiss d'Ambin par la théorie de l'anisotropie discontinue qui tient compte du type de surfaces de rupture obtenues, et donc du caractère actif ou passif de la structure.

Pour une plage d'orientation ($\theta < 10^\circ$ ou $\theta > 50^\circ$), dite *plage astructurale*, la structure est passive et la surface de rupture est imposée par le chargement appliqué ; la résistance de la roche est alors uniquement fonction du confinement latéral appliqué. Pour la plage $10^\circ < \theta < 50^\circ$, dite *plage structurale*, la structure est active et la rupture s'effectue suivant un plan de schistosité ; la résistance est donc anisotrope dans cette plage, et dans tous les cas inférieure à celle obtenue dans la plage astructurale à confinement égal.

Ce type de comportement est modélisé, dans une plage de pressions de confinement réduite, par un critère de Mohr-Coulomb anisotrope où C et φ varient avec la direction de la schistosité θ (Tab. B-7, Fig. B-30a). Pour une orientation θ fixée, le déviateur de contraintes à la rupture varie linéairement avec la pression de confinement (Fig. B-30b).

La prise en compte des résultats d'essais de J.-C. Germain nous a permis d'étudier le comportement du gneiss d'Ambin sous des contraintes latérales plus fortes qu'avec nos seuls essais (jusqu'à 120 MPa de confinement). La résistance de la roche est alors mieux modélisée par un critère parabolique de Hoek-Brown anisotrope (Tab. B-7).

Tableau B-7. Critères de rupture anisotropes du gneiss d'Ambin en compression triaxiale.

θ	Mohr-Coulomb (linéaire)		Hoek-Brown (parabolique)	
	C (MPa)	φ ($^\circ$)	σ_c (MPa)	m
$<10^\circ$ ou $>50^\circ$	34	33	108	11
30°	30	29	38	12
45°	15	31	38	14

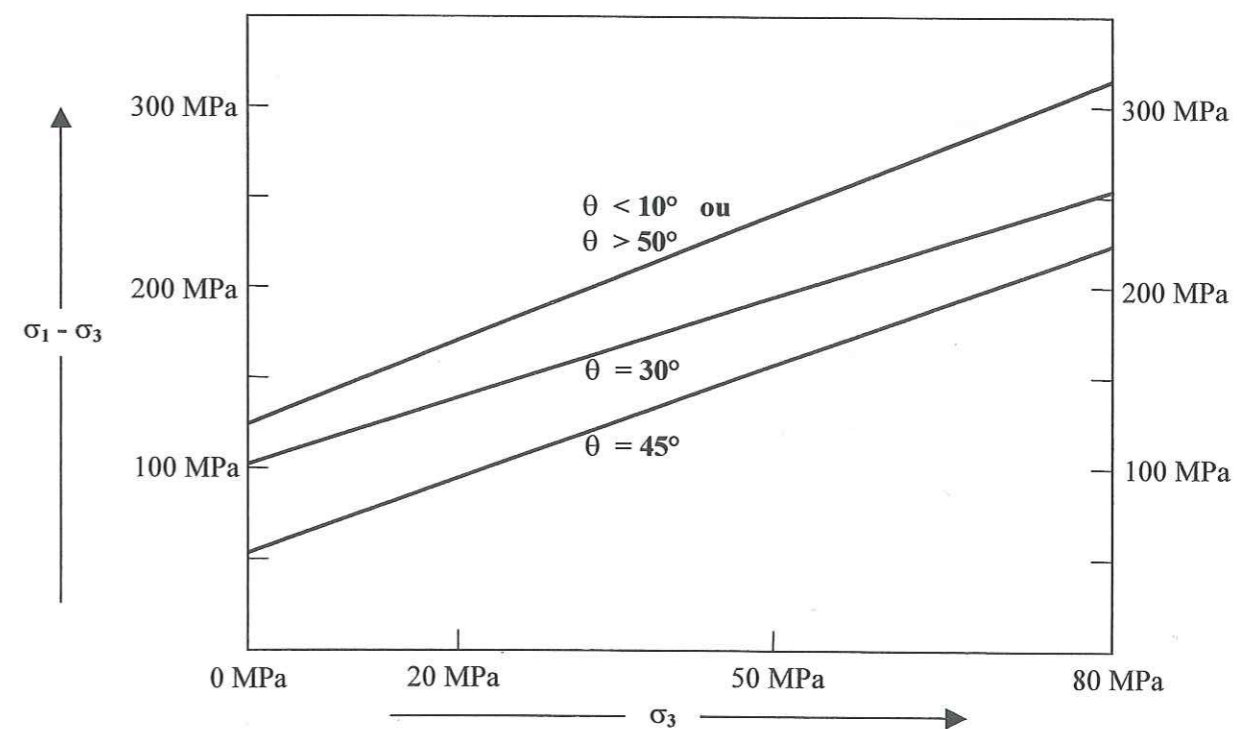
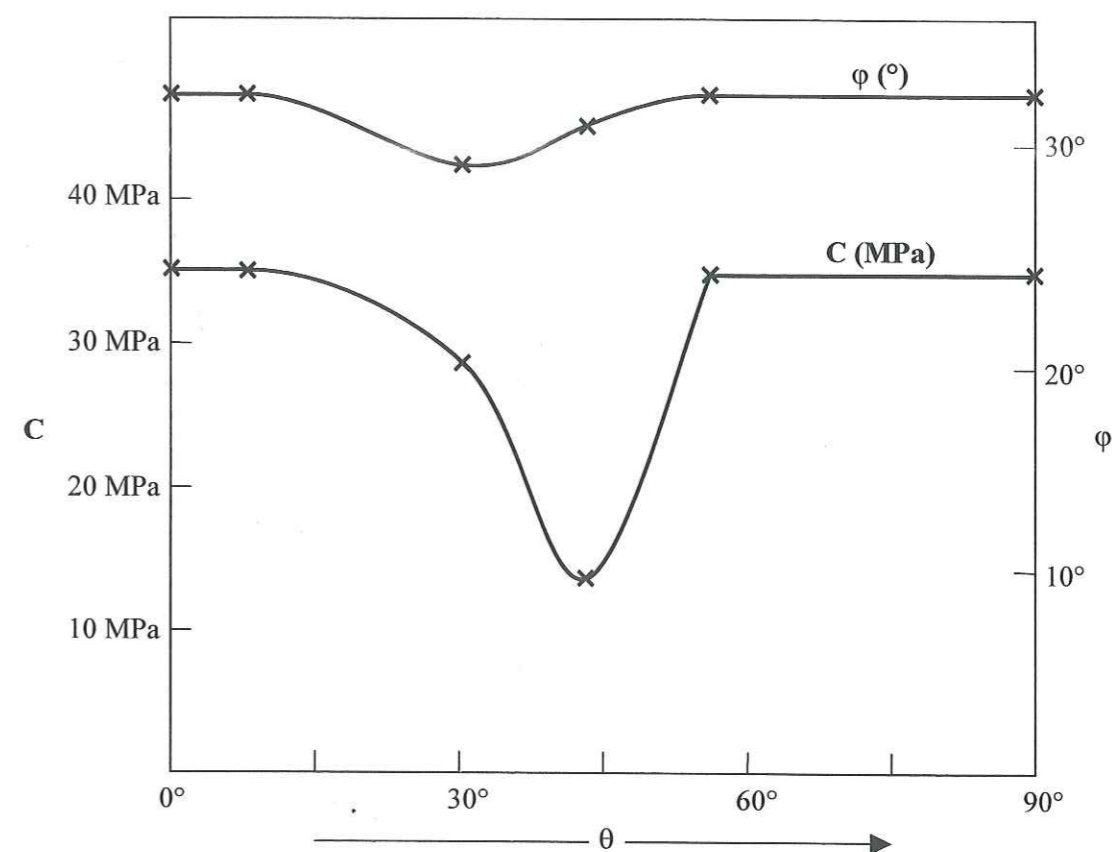


Figure B-30. Critère de Mohr-Coulomb anisotrope (confinement inférieur à 80 MPa).

En haut (B-30a), variation des paramètres en fonction de θ ; en bas (B-30b), augmentation du déviateur de contraintes à la rupture avec le confinement pour chaque orientation.

Le gneiss d'Ambin présente donc une anisotropie de résistance marquée, bien qu'inférieure à celle d'un schiste. Le rapport entre résistances extrémales est de 2.3 en compression simple alors qu'il peut atteindre 4 pour un schiste (Sirieys, 1979).

Cette anisotropie relative diminue avec le confinement, jusqu'à 1.3 pour un confinement de 80 MPa.

Le type de courbe de résistance ($\sigma_1 - \sigma_3$) en fonction de θ présentant un minimum, obtenu pour le gneiss d'Ambin (Fig. B-31), a déjà été observé sur des phyllites, des schistes, des calcaires dolomitiques, des schistes ardoisiers et des schistes cristallins (voir en particulier Barla, 1974 et Sirieys, 1979).

Toutefois le minimum est fréquemment situé autour de $\theta = 30^\circ$ pour ces roches, alors qu'il serait plutôt autour de 45° pour le gneiss d'Ambin.

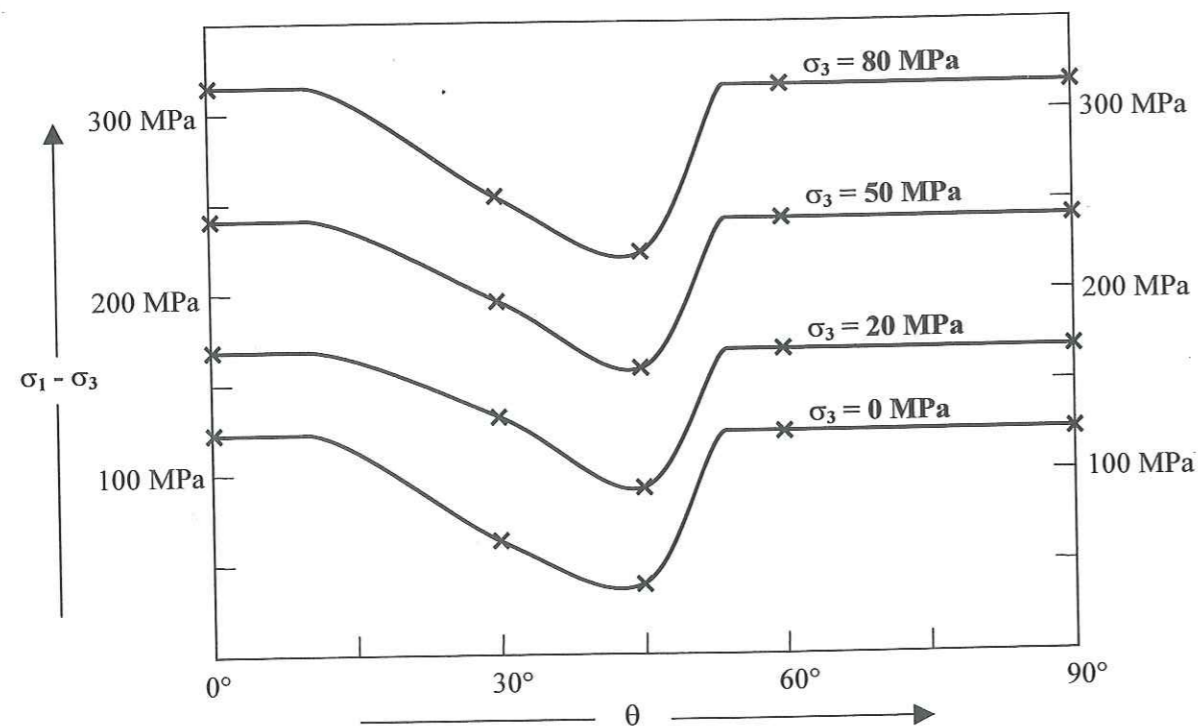


Figure B-31. Critère de Mohr-Coulomb anisotrope (confinement inférieur ou égal à 80 MPa). Variation du déviateur de contraintes à la rupture en fonction de l'inclinaison de la schistosité, pour chaque confinement testé.

B.4. Synthèse géomécanique sur le gneiss d'Ambin.

Le gneiss d'Ambin est présent dans tout le cœur du massif d'Ambin. C'est une roche cristalline métamorphique à foliation marquée. L'orientation des plans de schistosité de la roche varie dans le massif en formant une structure en dôme.

Le gneiss d'Ambin s'avère, d'après les essais réalisés sur des échantillons provenant des forages F30bis, F16 (Nord - Ouest du massif) et S4 (Est du massif), bien homogène du point de vue physique et mécanique. C'est une roche modérément anisotrope du point de vue de son comportement élastique, que nous avons modélisé en faisant l'hypothèse de l'isotropie transverse. Les cinq paramètres du modèle sont :

$$\begin{array}{lll} E = 75 \text{ GPa} & \nu = 0.17 & G' = 19 \text{ GPa} \\ E' = 58 \text{ GPa} & \nu' = 0.25 & \end{array}$$

Les essais réalisés n'ont pas mis en évidence de dépendance de ces paramètres élastiques vis-à-vis de la pression de confinement, du moins dans la gamme de pressions testées (de 0 à 80 MPa dans la presque totalité des cas).

L'anisotropie élastique du gneiss d'Ambin est résumée par les trois rapports suivants :

- modules d'Young : $E/E' = 1.29$;
- modules de cisaillement : $G/G' = 1.72$;
- vitesses ultrasoniques extrêmes : $V_{\max}/V_{\min} = 1.39$.

De ce point de vue, il se comporte comme une roche schisteuse faiblement anisotrope.

Il est intéressant à ce sujet de revenir sur l'appellation du gneiss d'Ambin, qui apporte une explication géologique à ce résultat. Comme nous l'avons vu au début de ce chapitre, le gneiss d'Ambin est au sens géologique strict un micaschiste, lequel a été improprement qualifié de gneiss par les premiers géologues qui l'ont étudié. Les gneiss et les micaschistes ne se différencient en fait que par une présence plus ou moins importante de micas, et on passe continûment d'un gneiss à un micaschiste en augmentant le taux de micas dans la roche. Le gneiss d'Ambin est donc un micaschiste à faible taux de micas, ce qui peut expliquer son comportement faiblement anisotrope.

Il présente également une anisotropie de résistance sensible, avec un minimum de résistance obtenu lorsque la contrainte majeure est appliquée avec un angle de 45° par rapport à la schistosité, et son comportement à la rupture est bien décrit par un critère anisotrope discontinu. L'anisotropie de résistance du gneiss d'Ambin, définie comme le rapport entre les résistances extrêmes obtenues en faisant varier l'angle θ entre la direction du chargement appliqué à un échantillon et ses plans de schistosité, décroît avec le confinement latéral appliqué (Fig. B-32). Elle est de 2.3 pour un confinement nul, et de 1.3 pour un confinement de 80 MPa.

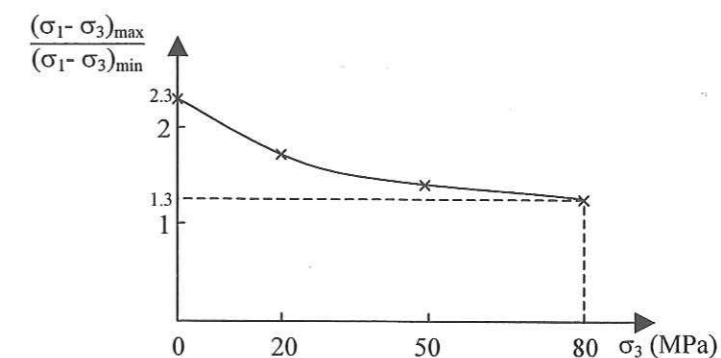


Figure B-32. L'anisotropie de résistance du gneiss d'Ambin.

Chapitre C

Les mesures in-situ.

C.1. La méthode HTPF (Hydraulic Testing on Preexisting Fractures).

C.1.1. Généralités sur les méthodes hydrauliques de mesure des contraintes naturelles.

C.1.1.1. La fracturation hydraulique.

La fracturation hydraulique est la plus ancienne des méthodes hydrauliques de mesures de contraintes en forage *vertical*. Depuis son apparition au milieu des années 1960 (Fairhurst, 1964), elle a été testée dans des conditions variées à des profondeurs allant jusqu'à 9 km (Brudy et al., 1997).

Cette méthode nécessite de faire *deux hypothèses a priori* sur le champ de contraintes naturelles $\underline{\sigma}$: la direction verticale, parallèle au forage, est une direction principale de $\underline{\sigma}$, et la valeur de la contrainte principale verticale σ_v est égale à la pression lithostatique $\rho \cdot g \cdot h$ (ρ étant la masse volumique de la roche, g l'accélération de la pesanteur et h la profondeur).

Principe de la méthode.

Une portion de sondage indemne de fracture est repérée, isolée du reste du sondage par un double obturateur gonflable, puis soumise à une injection de fluide à débit constant. La pression du fluide augmente jusqu'à une valeur P_b (*break-down pressure*, ou *pression de rupture*) correspondant à l'apparition d'une fracture parallèle au sondage ; cette fracture est supposée perpendiculaire à la direction de la contrainte principale horizontale mineure σ_h . Après un certain temps, la pression dans la chambre se stabilise puis l'injection est arrêtée. La pression chute alors en passant par une valeur caractéristique P_s (*shut-in pressure*, ou *pression de fermeture*), qui est supposée égale à la valeur de σ_h :

$$\sigma_h = P_s$$

Ce cycle est généralement répété plusieurs fois, et on parle alors de « tests de réouverture ». La pression nécessaire pour rouvrir la fracture n'est plus la pression de rupture comme au cours du cycle initial, mais une pression plus faible dite *pression de réouverture* P_r ; en revanche la pression correspondant à la fermeture de la fracture pour chacun des cycles de réouverture est une nouvelle mesure de P_s .

Outre la contrainte horizontale mineure σ_h , ce test permet d'évaluer aussi la valeur de la contrainte principale horizontale majeure σ_H , moyennant les trois conditions suivantes :

1. la roche doit avoir un comportement linéaire élastique isotrope jusqu'à l'apparition de la fracture hydraulique ;
2. la résistance en traction (σ_t) de la roche doit également être isotrope, et de valeur connue ;
3. la pression interstitielle doit être connue (valeur P_0) et prise en compte dans l'interprétation de la mesure.

On utilise, suivant le cas, l'une des équations suivantes (Amadei et Stephansson, 1997), qui découlent du calcul de la distribution des contraintes autour d'une ouverture circulaire :

- pour une roche non poreuse : $\sigma_H = 3 P_s + \sigma_t - P_b$ ou $\sigma_H = 3 P_s - P_r$ (les pressions de rupture et de réouverture sont de façon évidente reliées par $P_b = P_r + \sigma_t$) ;
- pour une roche poreuse, dont la matrice est saturée d'eau à la pression interstitielle P_0 :

$$\sigma_H = 3 P_s + \sigma_t - P_b - P_0 \quad \text{ou} \quad \sigma_H = 3 P_s - P_r - P_0$$

Il faut noter la difficulté à déterminer précisément P_b , P_r et P_s à partir des courbes de pression et de débit en fonction du temps, d'autant plus qu'il n'existe pas encore de règle standard à ce sujet. Aggson

et Kim (1987) ont montré que le choix de la méthode utilisée pour identifier P_s pouvait avoir un impact important sur le tenseur des contraintes calculé, de l'ordre de 20% sur chacune des contraintes principales horizontales ; c'est donc une source importante d'incertitude.

Limitations de la méthode.

En premier lieu, la méthode permet de connaître la valeur et la direction de σ_h ; cependant, la détermination de la valeur de σ_H est plus problématique car elle nécessite de nombreuses hypothèses préalables sur l'élasticité et l'isotropie de la roche et sur l'influence de la pression interstitielle.

Une des limites de cette méthode vient du fait qu'elle n'est valable que lorsque les fractures hydrauliques se créent perpendiculairement à la direction de σ_h . Or dans les roches métamorphiques par exemple, les fractures hydrauliques apparaissent souvent suivant des plans de faiblesse de la roche et non perpendiculairement à σ_h ; ceci est particulièrement vrai à faible profondeur ou, de manière plus générale, lorsque le déviateur des contraintes dans le plan horizontal est faible.

C'est pourquoi Cornet (1983) a développé la méthode des tests hydrauliques sur des fractures préexistantes (HTPF).

C.1.1.2. La méthode HTPF.

La méthode HTPF est dérivée de la méthode de fracturation hydraulique classique. C'est la seule méthode de détermination des contraintes in situ à forte profondeur qui n'impose *aucune limitation a priori* sur la direction du sondage, ni sur les orientations des contraintes principales.

Principe de la méthode.

Deux variantes sont possibles (Fig. C-1) :

1. Comme pour la fracturation hydraulique, on sélectionne une zone indemne de fissure sur une longueur d'au moins un mètre, que l'on isole du reste du forage au moyen d'un double obturateur gonflable. Un fluide est injecté à débit constant jusqu'à apparition d'une fracture parallèle au forage. On répète plusieurs fois ce test d'injection en utilisant des débits croissants, de manière à rouvrir et à propager la fracture ainsi créée.
2. On sélectionne au contraire une zone possédant une fracture unique d'orientation préalablement repérée, et on procède, comme pour la première variante, à des injections successives à débits croissants.

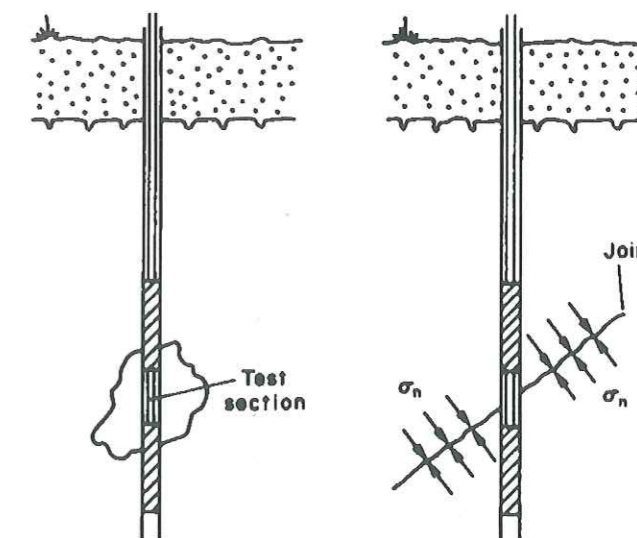


Figure C-1. Mesure de contraintes par la méthode HTPF.

A gauche, fracturation hydraulique au sens strict ; à droite, test d'une fracture préexistante (d'après Ljunggren et Raillard, 1987).

Dans les deux cas, on enregistre en continu pendant l'essai les pressions et débits d'injection (Fig. C-2) pour en tirer, tout comme dans la méthode de fracturation hydraulique classique, des mesures de P_r et P_s (Fig. C-3). On procède après l'injection à un repérage, en azimut et pendage, de la (ou des) fracture(s) existant en fin de test.

Cornet (1983) suggère également de terminer le test en réalisant un cycle de réouverture quasi-statique pour apporter une mesure supplémentaire de la contrainte normale agissant sur la fracture. Ce test consiste à augmenter progressivement la pression dans la chambre par paliers, et à mesurer le débit nécessaire pour maintenir chaque palier de pression ; dès que la fracture s'ouvre, le débit correspondant augmente fortement. En traçant le graphe pression - débit, on peut ainsi mesurer précisément la pression P_{qr} nécessaire pour rouvrir la fracture (Fig. C-4).

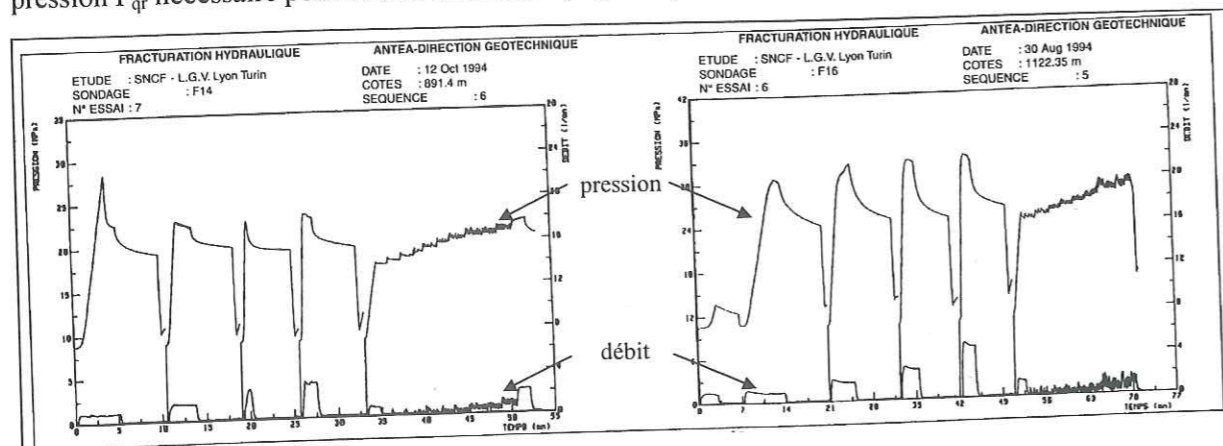


Figure C-2. Exemples de graphes de pression et de débit en fonction du temps.

A gauche, fracturation hydraulique au sens strict ; à droite, test d'une fracture préexistante (document Antea, in Fabre et al., 1996).

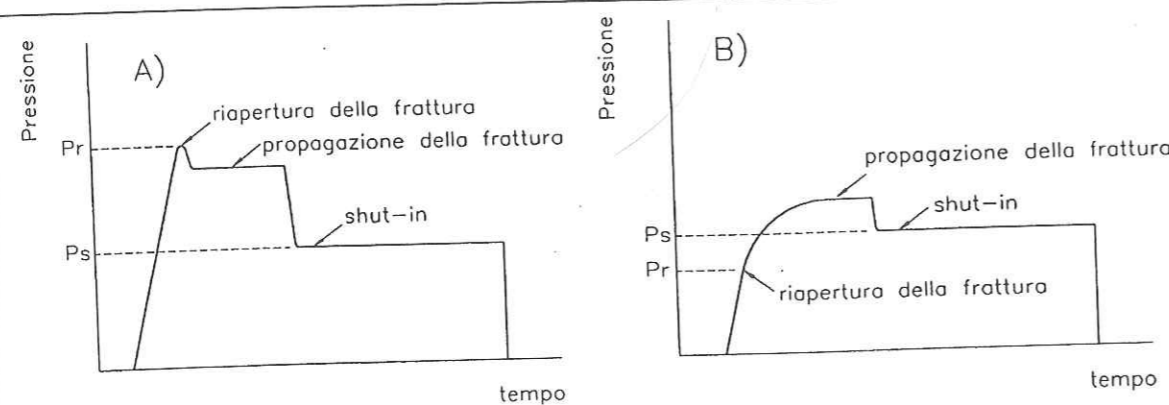
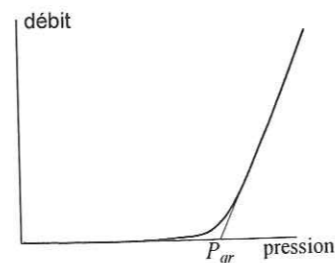


Figure C-3. Réouverture de fracture à débit constant (document ISMES)

A) faible déviateur de contraintes perpendiculairement au forage
B) fort déviateur de contraintes perpendiculairement au forage

riapertura della frattura = réouverture de la fracture ; propagazione della frattura = propagation de la fracture ; shut-in = fermeture de la fracture.

Figure C-4. Test de réouverture quasi-statique de fracture.



Dans l'interprétation de l'essai, la pression P_{qr} est considérée comme une mesure de la contrainte normale agissant sur le plan de fracture, au même titre que la pression de fermeture P_s ; elle ne doit pas être confondue avec la pression de réouverture à grand débit P_r . En effet Cornet (1982) a montré que la pression de réouverture d'une fracture dépendait fortement du débit d'injection : toute mise en pression de la chambre de test risque de provoquer une percolation du fluide dans la fracture, et ce d'autant plus que le débit d'injection est faible. Dans un test quasi-statique on considère que le débit d'injection est suffisamment faible pour que la fracture, même fermée, soit saturée de fluide à une pression égale à celle régnant dans la chambre de test, tandis que dans un essai à débit élevé on considère au contraire que la fracture reste sèche jusqu'à son ouverture.

En répétant les essais le long du forage, on obtient les pressions de fermeture (P_s), de réouverture à grand débit (P_r) et de réouverture quasi-statique (P_{qr}) de fractures d'orientations différentes, à des profondeurs différentes. Ces pressions caractéristiques sont ensuite reliées aux contraintes normales σ_n agissant sur chacun de ces plans de fracture, et non comme dans le cas de la fracturation hydraulique à la contrainte horizontale mineure σ_h ; on ne fait donc plus l'hypothèse que les fractures créées sont perpendiculaires à σ_h . L'ensemble de ces données permet, après traitement numérique et à condition que les directions des fractures testées soient suffisamment variées et que les tests soient suffisamment nombreux, de remonter aux six composantes du tenseur des contraintes naturelles et à ses variations le long du forage (cf. § C.1.2.).

Précautions à prendre pour les essais.

➤ Débit d'injection

Le débit d'injection dans la chambre de test doit être choisi soigneusement. Il doit être suffisamment faible pour assurer la réouverture d'une fracture préexistante sans en créer de nouvelle (Cornet, 1978), mais un débit trop faible augmente le risque de percolation de fluide dans la fracture et entache ainsi la validité de P_r .

➤ Fractures

La plus grande attention doit être portée à l'observation de chaque fracture. En effet, une fracture doit être suffisamment grande pour que la contrainte normale qui s'y applique ne soit pas affectée par la concentration de contrainte engendrée par le sondage, mais pas trop pour que sa géométrie reste plane et que la contrainte normale appliquée soit uniforme. En pratique, les tests hydrauliques sont conduits de telle sorte que la zone ouverte de la fracture ait une surface d'environ 1 m² avec une longueur d'au moins trois ou quatre diamètres de forage (Burlet et Cornet, 1991) ; la taille de la fracture ouverte est toutefois une notion très difficile à évaluer.

D'autre part, il arrive fréquemment que des traces multiples correspondant à plusieurs fractures soient visibles sur la paroi d'un forage (Fig. C-5). Il faut dans ce cas être capable de déterminer quelle fracture a joué pendant le test hydraulique, sans quoi l'interprétation en est impossible.

Méthodes utilisées pour le repérage des fractures.

Plusieurs méthodes existent :

1. L'impression de la fracture sur un obturateur spécial développé pour la fracturation hydraulique. Il s'agit d'un élément gonflable emballé dans un film de caoutchouc partiellement vulcanisé. Lorsque l'élément est gonflé, le film est extrudé dans la fracture et se trouve ainsi marqué durablement, ce qui permet en le ressortant du forage de repérer la fracture. Cette méthode de prise d'empreinte mécanique peut être longue à mettre en œuvre à forte profondeur ; elle est de plus limitée aux forages quasi rectilignes, dans lequel le film de caoutchouc peut être remonté sans être endommagé.
2. L'observation de la fracture par imagerie acoustique avec le BHTV (Borehole Televiwer). Cette méthode a été souvent utilisée pour détecter des fractures hydrauliques classiques, mais ses résultats ne sont pas toujours satisfaisants, car sa faible résolution ne permet pas de détecter les fractu-

res les plus fines.

- L'examen de la paroi avant, pendant et après le test à l'aide d'une *diagraphe électrique*. Cette méthode a donné lieu à la création d'un outil spécial HTPF, dérivé du laterolog azimutal de Mosnier (Mosnier et Cornet, 1989).

Son principe est le suivant :

Une tension alternative est appliquée entre une électrode extérieure à la cellule et un certain nombre d'électrodes disposées sur des anneaux dans la cellule (chaque anneau correspondant à une certaine profondeur porte des électrodes à différents azimuts, afin de couvrir toute la paroi du forage). Le courant reçu par chaque électrode de la cellule, étant proportionnel à la conductance du terrain qui lui fait face, est sensible à la présence éventuelle d'une fracture.

Cet outil peut être utilisé de deux façons :

- soit on utilise un seul anneau qui balaye toute la zone à observer afin de choisir l'emplacement du test hydraulique, puis de repérer précisément les fractures en fin de test.
- soit on utilise tous les anneaux simultanément, ce qui donne une résolution plus faible mais permet de suivre en temps réel l'évolution de la fracturation pendant le test.

L'outil spécial HTPF de Cornet est particulièrement utile lorsque de nombreuses fractures sont ouvertes pendant un test, car il permet alors d'interpréter finement les enregistrements réalisés.

C.1.2. Déroulement et interprétation d'un essai HTPF.

C.1.2.1. Les données : pressions caractéristiques et géométrie de la fracture.

Une mesure HTPF est constituée de n tests hydrauliques réalisés à n positions différentes le long du forage. Chaque test consiste, comme nous l'avons vu, en un premier cycle de fracturation ou d'ouverture de fracture (suivant que le test est réalisé dans une zone vierge ou dans une zone préalablement fracturée) à débit constant, puis en plusieurs cycles successifs de réouverture à débit constant de la fracture ouverte par le premier cycle, et enfin éventuellement en un cycle de réouverture quasi-statique de la fracture.

Mesures des pressions caractéristiques.

Pendant toute la durée du test, on mesure l'évolution dans le temps de la pression P et du débit Q dans la chambre de test.

Chacun des tests de réouverture à débit constant permet de tracer une courbe pression - temps de l'un des deux types représentés sur la Figure C-3, dont on déduit des estimations de la pression de réouverture P_r et de la pression de fermeture P_s de la fracture.

Par ailleurs, les pressions et débits mesurés pendant le test de réouverture quasi-statique sont combinés en une courbe pression - débit semblable à celle montrée en Figure C-4, dont on déduit la pression de réouverture quasi-statique P_{qr} .

On combine alors l'ensemble des pressions mesurées sur une même fracture au cours des différents cycles successifs d'injection : la moyenne P_s^* et l'écart-type des mesures de P_s et de P_{qr} donne une estimation de la pression de fermeture de la fracture, tandis que la moyenne P_r^* et l'écart-type des mesures de P_r donne une estimation de la pression de réouverture à débit constant de la fracture.

Repérage de la fracture.

En fin de test, on prend une image orientée de la paroi du forage couvrant tout l'intervalle de la chambre de test (Fig. C-6). G représente une génératrice du forage, dont on connaît l'azimut et l'inclinaison dans le repère géographique (xyz) (x suivant la direction Est-Ouest, y suivant la direction Nord-Sud, z suivant la verticale). La trace de la fracture plane sur la paroi cylindrique du forage apparaît sous la forme d'une sinusoïde dont l'amplitude et la position par rapport à la génératrice G servent à calculer l'azimut β et le pendage ψ de la fracture dans le repère (xyz).

En pratique, il arrive souvent que l'image de la paroi fasse apparaître plusieurs fractures : on a dans ce cas plusieurs couples possibles (β , ψ) pour une même zone de test, ce qui nécessite un traitement ultérieur particulier (cf. § C.1.4.).

Récapitulatif.

Pour une mesure HTPF constituée de n tests, on dispose donc des données suivantes :

Tableau C-1. Les données fournies par une mesure HTPF.

N° test	Cote foreur	Altitude	Pression de fermeture	Pression de réouverture	Azimut de la fracture	Pendage de la fracture
1	f_1	z_1	P_{s1}^*	P_{r1}^*	β_1	ψ_1
...
n	f_n	z_n	P_{sn}^*	P_{rn}^*	β_n	ψ_n

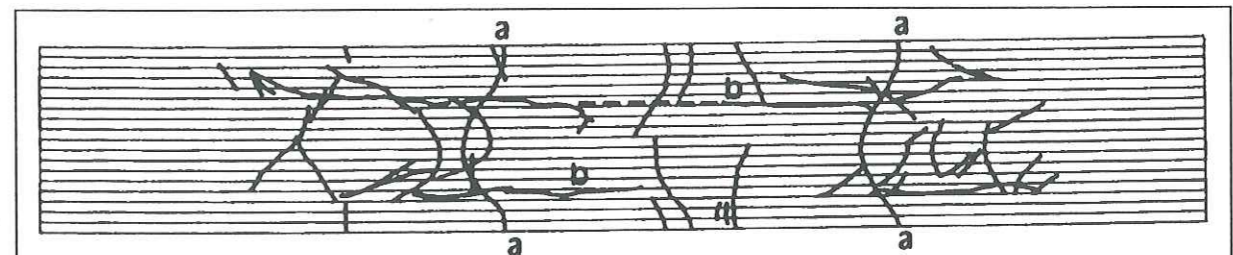


Figure C-5. Exemple d'empreinte de paroi présentant plusieurs traces de fractures. a) fracture naturelle préexistante ; b) fracture hydraulique parallèle au forage (d'après Fabre et al., 1996).

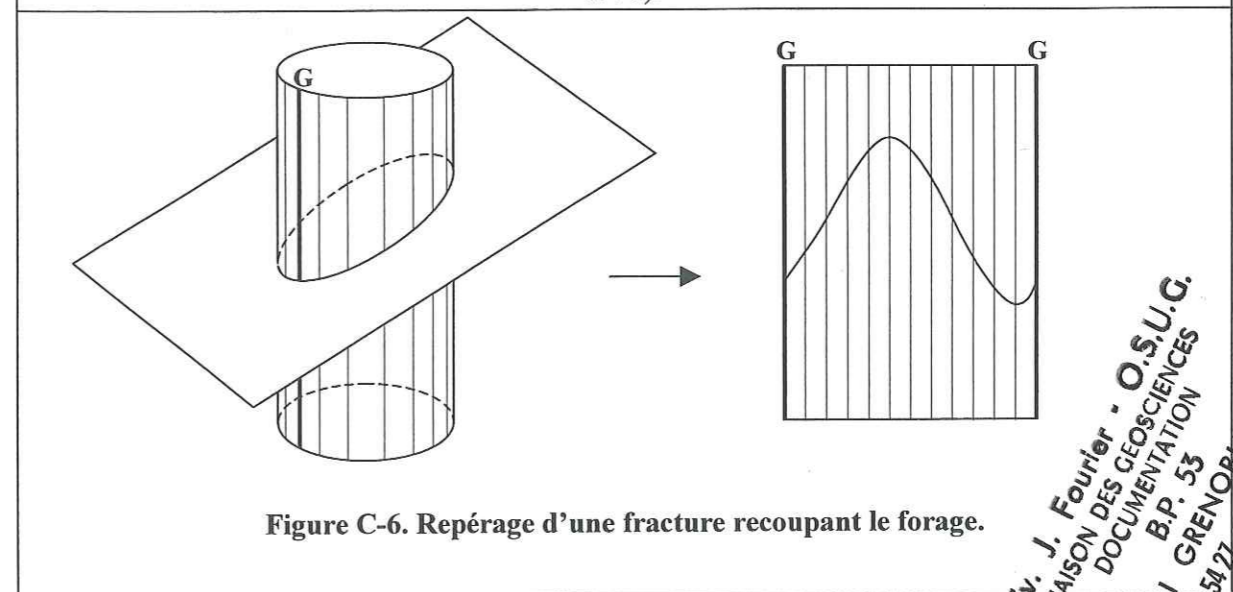


Figure C-6. Repérage d'une fracture recoupant le forage.

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
 MAISON DES GEOSCIENCES
 DOCUMENTATION
 F. 38041 B.P. 53
 Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
 Mail: platour@ujf-grenoble.fr

C.1.2.2. Les inconnues : composantes du champ de contraintes naturelles.

Le but d'une mesure HTPF est de déterminer le tenseur des contraintes naturelles existant le long de l'intervalle du forage testé.

Rappelons tout d'abord que le tenseur des contraintes $\underline{\sigma}$ en un point du forage repéré par la cote forageur f est complètement défini par six composantes indépendantes (voir § A.2.1.), que l'on peut exprimer de deux façons équivalentes :

- en se plaçant dans le référentiel géographique (Oxyz) : $\underline{\sigma}(f) = (\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz})(f)$;
- ou en se plaçant dans le référentiel (Ox'y'z') constitué par les directions principales de $\underline{\sigma}$: $\underline{\sigma}(f) = (\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \iota, \kappa, \lambda)(f)$, où σ_1, σ_2 et σ_3 sont les valeurs des trois contraintes principales, et ι, κ et λ sont les trois angles d'Euler¹ qui permettent de passer du repère (Oxyz) au repère (Ox'y'z').

Dans toute la suite, nous utiliserons préférentiellement la deuxième formulation dont la signification physique est plus évidente.

Il s'agit donc de déterminer six fonctions de la variable spatiale f , indépendantes entre elles. Pour résoudre ce problème, il faut faire un certain nombre d'hypothèses a priori sur ces six fonctions ; il existe pour cela plusieurs possibilités qui sont en fait plusieurs scénarios d'interprétation possibles.

Scénario 1 : fonctions constantes.

On fait l'hypothèse que les six fonctions de f sont des fonctions constantes, ce qui signifie que le champ de contraintes ne varie pas avec la profondeur pour la zone testée :

$$\begin{cases} \sigma_1(f) = S_1 \\ \sigma_2(f) = S_2 \\ \sigma_3(f) = S_3 \\ \iota(f) = I \\ \kappa(f) = K \\ \lambda(f) = L \end{cases}$$

Le nombre d'inconnues scalaires se réduit donc à six : S_1, S_2, S_3, I, K et L . Dans toute la suite, ce modèle d'interprétation sera appelé modèle Cst6.

Si on suppose en plus qu'une direction principale est verticale (i.e. $K = L = 0$), il ne reste plus que quatre inconnues : S_1, S_2, S_3 et I (modèle Cst4).

¹ Notant Ou l'intersection des plans Oxy et $Ox'y'$, $\iota = (Ox, Ou)$ est l'angle de précession, $\kappa = (Oz, Oz')$ est l'angle de nutation et $\lambda = (Ou, Ox')$ est l'angle de rotation propre.

Scénario 2 : fonctions linéaires.

On fait cette fois l'hypothèse que les six fonctions de f sont des fonctions linéaires : le champ de contraintes varie linéairement avec la profondeur, aussi bien en ce qui concerne les modules des contraintes principales que pour les angles définissant les directions principales.

$$\begin{cases} \sigma_1(f) = S_1 + s_1 \cdot f \\ \sigma_2(f) = S_2 + s_2 \cdot f \\ \sigma_3(f) = S_3 + s_3 \cdot f \\ \iota(f) = I + i \cdot f \\ \kappa(f) = K + k \cdot f \\ \lambda(f) = L + l \cdot f \end{cases}$$

Il y a donc douze inconnues $S_1, S_2, S_3, I, K, L, s_1, s_2, s_3, i, k, l$ (modèle Lin12).

Ce nombre peut encore être réduit :

- à neuf si on suppose que les directions principales ne varient pas avec la profondeur (i.e. $i = k = l = 0$) : modèle Lin9 ;
- à sept si on suppose en plus qu'une direction principale est verticale (i.e. $K = L = 0$) : modèle Lin7.
- à six si on ajoute l'hypothèse que la contrainte verticale doit être nulle à profondeur nulle (i.e. $S_3 = 0$) : modèle Lin6.

C.1.2.3. Relations entre données et inconnues.

On se place dans le cas où la chambre de test se situe au niveau d'une seule fracture naturelle préalablement repérée, ou d'une fracture hydraulique que l'on vient de créer.

Pression de réouverture à débit constant : P_r^* .

La pression de réouverture à débit constant P_r^* est la pression de fluide requise pour annuler la contrainte normale effective minimale supportée par le plan de fracture au niveau de la paroi du forage.

Dans le cas particulier où le forage est vertical et parallèle à une direction principale de $\underline{\sigma}$, et où la fracture est verticale :

$$P_r^* = (\sigma_H + \sigma_h) + 2 (\sigma_H - \sigma_h) \cdot \cos 2(\beta - \zeta) - P_0 \tag{C-1}$$

P_r^* étant la pression de réouverture à débit constant, σ_H et σ_h les valeurs des contraintes principales horizontales majeure et mineure, β l'azimut de la fracture, ζ la direction de la contrainte principale horizontale majeure, et P_0 la pression interstitielle naturelle dans le massif rocheux.

Pression de fermeture : P_s^* .

La pression de fermeture P_s^* est la pression de fluide requise pour annuler la contrainte normale totale supportée par le plan de fracture à l'infini :

$$P_s^* = \underline{\sigma}(\beta, \psi) \tag{C-2}$$

P_s^* étant la pression de fermeture, et β et ψ l'azimut et le pendage de la fracture.

Cette identité n'est valable que si les deux conditions suivantes sont remplies :

1. la fracture doit être suffisamment étendue pour atteindre la zone où le champ de contraintes n'est plus perturbé par la présence du forage (cf. § C.1.1.2.);
2. son extension doit toutefois être assez limitée pour que d'une part le tenseur des contraintes $\underline{\sigma}$ soit uniforme à l'échelle de la fracture, et que d'autre part on soit assuré de la planéité de la fracture.

C.1.2.4. Résolution numérique.

Soit m le nombre de tests hydrauliques pour lesquels on a mesuré une pression de réouverture à débit constant (P_r^*), et m' le nombre de tests pour lesquels on a mesuré une pression de fermeture (P_s^*). Soit i le nombre d'inconnues (cf. § C.1.2.2.).

Le problème est de trouver un champ de contraintes compatible sur tout l'intervalle de test avec les mesures réalisées. D'un point de vue numérique, il consiste donc à résoudre un *système non linéaire de $(m+m')$ équations à i inconnues*.

Pour cela, plusieurs méthodes ont été proposées. Cornet et Valette (1984) ont adopté la méthode d'inversion généralisée par moindres carrés développée par Tarantola et Valette (1982); Baumgärtner et Rummel (1989) ont choisi une méthode probabiliste de type « Monte-Carlo ».

Méthode d'inversion généralisée par moindres carrés (Cornet et Valette, 1984).

On suppose d'une part que tous les paramètres mesurés suivent des lois normales et peuvent être décrits par une valeur moyenne, une variance et une covariance vis-à-vis des autres paramètres. On suppose d'autre part disposer d'une information a priori sur chaque inconnue, que l'on exprime également sous la forme d'une valeur moyenne, d'une variance et de covariances.

Soit x_0 un vecteur dont les composantes sont les valeurs moyennes des paramètres mesurés et des inconnues. Chaque mesure de pression caractéristique (P_r^* ou P_s^*) fournissant quatre composantes (la profondeur du test, l'azimut et le pendage de la fracture, la pression caractéristique), x_0 comporte $p = (4(m+m') + i)$ composantes.

Soit C_0 la matrice des covariances de x_0 ; C_0 est une matrice carrée positive de dimension p^2 . Tous les paramètres et les inconnues étant indépendants les uns des autres, la matrice C_0 est diagonale.

Parmi tous les vecteurs de l'espace à p dimensions, il existe un ensemble S de vecteurs X qui satisfont la condition :

$$f(X) = 0$$

où f est une fonction vectorielle à $(m+m')$ composantes définies par les m équations de type (C-1) et les m' équations de type (C-2).

Le problème est de trouver $\underline{x} \in S$ tel que $(\underline{x} - x_0)^t \cdot C_0^{-1} \cdot (\underline{x} - x_0)$ soit minimum. On cherche donc le vecteur \underline{x} de S le plus proche de x_0 au sens des moindres carrés.

Le vecteur optimum \underline{x} contient à la fois les paramètres définissant le tenseur des contraintes recherché, et les valeurs a posteriori associées aux données. Une fois ce vecteur obtenu, l'incertitude associée à cette détermination peut être évaluée sous la forme d'une matrice de covariances a posteriori : plus ces covariances sont faibles, mieux les paramètres ont été résolus.

Enfin, l'écart entre la valeur a posteriori associée à un paramètre et sa valeur a priori (c'est-à-dire la mesure) traduit le degré de compatibilité entre la donnée et le tenseur solution. Ce degré de compati-

bilité est quantifié pour chaque test par le « désaccord » D . Pour le test j , dans le cas où on ne dispose que de la mesure de la pression de fermeture :

$$D_j = \left[\left(\frac{\beta_j - \beta_{0j}}{\varepsilon_0^\beta} \right)^2 + \left(\frac{\psi_j - \psi_{0j}}{\varepsilon_0^\psi} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{nj} - \sigma_{n0j}}{\varepsilon_0^{\sigma_n}} \right)^2 \right]$$

où ε_0^β , ε_0^ψ et $\varepsilon_0^{\sigma_n}$ sont les incertitudes sur les mesures de β , ψ et σ_n .

Un essai parfaitement compatible avec le tenseur solution aura un désaccord nul ; la compatibilité est généralement jugée satisfaisante dès lors que le désaccord est inférieur à 3.

Méthode probabiliste de Baumgärtner et Rummel (1989).

On suppose cette fois que les paramètres mesurés ont des valeurs déterministes. On fixe des limites entre lesquelles doivent se trouver les inconnues (une connaissance a priori sur le champ de contraintes, par quelque méthode que ce soit, peut aider à déterminer ces limites), et on génère une grille aléatoire de N jeux d'inconnues ; chaque inconnue balaye ainsi toute l'étendue des valeurs possibles.

Pour chaque jeu d'inconnues, on recalcule alors les valeurs théoriques des pressions de fermeture et éventuellement de réouverture sur toutes les fractures, que l'on compare aux valeurs réellement mesurées. Les dix jeux d'inconnues conduisant aux pressions théoriques les plus proches des pressions mesurées sont conservés pour calculer le champ de contraintes (valeurs moyennes et dispersions des contraintes principales et de leurs orientations).

C.1.3. Evaluation d'un essai HTPF.

Comme toute mesure physique, une mesure de contraintes par la méthode HTPF n'a de valeur et n'est exploitable que si on est capable d'en estimer la validité en se basant sur des critères objectifs. Ces critères doivent refléter au mieux :

- Les incertitudes sur le résultat de la mesure.

Un résultat de mesure est d'autant mieux contraint que les tests effectués sont nombreux (condition 1), et que les fractures testées ont des orientations variées (condition 2).

- La bonne concordance entre le protocole expérimental théorique et sa mise en œuvre pratique.

Le champ de contraintes est censé être continu en fonction de la profondeur sur tout l'intervalle testé (en général, on suppose que le champ varie linéairement avec la profondeur). Cette hypothèse n'est vraiment justifiée que si les mesures sont réalisées dans un volume assez faible (condition 3).

La théorie de la méthode HTPF dit enfin qu'à un test doit correspondre idéalement une seule fracture, ou à défaut suffisamment peu de fractures pour qu'il soit possible de choisir sans ambiguïté la fracture qui a joué pendant le test (condition 4).

Nous avons identifié ainsi les quatre « points-clés » qui conditionnent la qualité d'un essai HTPF. Il n'existe pas dans la littérature de méthode reconnue pour évaluer tous ces points. Généralement, les bureaux d'études qui font des mesures de contraintes par la méthode HTPF se contentent de donner un résidu, égal à la moyenne des désaccords obtenus pour chacune des fractures, ce qui n'est en fait qu'une appréciation de la concordance mesures – interprétation mais pas de la qualité de la mesure elle-même.

Pour notre part, nous proposons d'utiliser les quatre critères numériques élémentaires suivants :

Critère (1)

On prend directement le nombre n_t de tests réalisés, qui devra être le plus élevé possible.

Critère (2)

On ramène virtuellement toutes les fractures à la même cote. On suppose que chaque fracture i « éclaire » un cône de révolution ayant pour axe la normale à la fracture et pour demi-angle au sommet α (par exemple 25°) ; ce cône élémentaire a un angle solide $\beta_i(\alpha) = 2 \cdot \Pi \cdot \cos \alpha$. On considère alors le cône constitué par la réunion de tous les cônes de révolution élémentaires associés à chacune des fractures ; il couvre un angle solide $\beta(\alpha)$, qui vérifie la relation $\beta_i(\alpha) \leq \beta(\alpha) \leq n_t \cdot \beta_i(\alpha)$. Le cas extrême $\beta(\alpha) = \beta_i(\alpha)$ correspond au cas où toutes les fractures ont même azimut et même pendage, tandis que l'autre extrême $\beta(\alpha) = n_t \cdot \beta_i(\alpha)$ correspond au cas où l'angle entre deux normales à deux fractures quelconques est toujours supérieur à 2α .

Le critère que nous avons choisi est l'« éclairage » $E_{25} = \frac{\beta(25^\circ)}{2 \cdot \Pi}$, exprimé en pourcentage.

E_{25} est compris entre 0 et 100%. Il est d'autant plus élevé que les fractures couvrent mieux l'espace entier, et vaut 100% dans le cas où n'importe quelle direction de l'espace fait un angle inférieur à 25° avec au moins une normale à fracture.

Critère (3)

Pour tester la continuité du champ de contraintes à l'échelle de la zone de tests, on mesurera la différence de cote foreur Δf entre le test le plus profond et le test le moins profond ; Δf devra être le plus faible possible.

Critère (4)

On calculera le nombre moyen de fractures par test : n_f / n_t , où n_f est le nombre totale de fractures repérées et n_t le nombre de tests réalisés. Ce rapport, toujours supérieur ou égal à 1, devra être le plus faible possible.

En correspondance avec chacun de ces critères, nous avons établi une appréciation qualitative déterminée par le Tableau C-2. Les critères 1 (n_t) et 4 (n_f / n_t) sont les deux critères les plus importants car s'ils sont mauvais, ils peuvent remettre en cause la possibilité même d'utilisation de la méthode HTPF pour interpréter les données. Viennent ensuite les deux autres critères (E_{25} et Δf), qui peuvent amener à prendre des précautions particulières pour l'interprétation.

Nous proposons donc aussi de classer les mesures en trois catégories (Tab. C-3) en combinant les quatre critères élémentaires que nous venons de définir.

Tableau C-2. Evaluation des critères élémentaires.

Critère	Bon	Moyen	Mauvais
n_t	> 14	$\in [7 ; 14]$	< 7
E_{25}	> 60%	$\in [45\% ; 60\%]$	< 45%
Δf	< 100m	$\in [100 ; 200]$ m	> 200m
n_f / n_t	< 1.5	$\in [1.5 ; 2.0]$	> 2.0

Tableau C-3. Les trois classes de mesures HTPF.

Classe de la mesure.	Valeurs des critères élémentaires.	Conséquences pour l'interprétation.
Classe A	Tous les critères élémentaires sont « bons » ou « moyens ».	Aucune limitation.
Classe B	L'un au moins des deux critères E_{25} et Δf est « mauvais », mais n_t et n_f / n_t sont « bons » ou « moyens ».	Précautions particulières.
Classe C	L'un au moins des deux critères n_t et n_f / n_t est « mauvais ».	Remise en cause de la fiabilité.

C.1.4. Mise en œuvre pratique de la méthode HTPF dans les forages d'Alpetunnel.**C.1.4.1. Par le Brgm / Antea.****Matériel mis en œuvre.**

L'équipement de surface, installé sur un camion autonome de 19 tonnes, comprend (Fig. C-7) :

- Un groupe hydraulique mû par un moteur thermique qui actionne alternativement la pompe d'injection (débit 0.2 l/min à 8 l/min ; pression maximale 40 MPa) et le treuil ;
- Une cabine de mesure contenant les conditionneurs et afficheurs des différents capteurs, ainsi que le système d'acquisition de données ;
- Un tripode articulé muni d'une poulie pour manœuvrer les sondes.

Deux types d'équipement de fond sont utilisés alternativement :

- Le système d'injection (distributeur, double obturateur gonflable) ;
- Le système de prise d'empreinte (obturateur d'impression).

La liaison entre la surface et le fond se fait par l'intermédiaire d'un flexible haute pression et d'un câble de diagraphie à sept conducteurs.

Procédure d'essai.

La procédure d'essai suivie par Antea comporte les phases suivantes (Burllet et al., 1989) :

1. *Choix de la zone à tester*, après examen visuel des carottes.
2. *Test d'injection* afin de tester la perméabilité de la portion de forage concernée et de déceler la présence éventuelle de fractures trop perméables.

Puis suivant le cas :

Test d'une passe vierge (fracturation hydraulique au sens strict)	Test d'une fracture préexistante (fracture oblique)
3.1 <i>Test de fracturation</i> (0.5 à 1 l/min)	3.1 <i>Cinq à six cycles d'injection</i> à des débits croissants, en partant d'un débit très faible (< 0.5 l/min) pour ne pas créer de nouvelle fracture hydraulique, avec des mesures de P_s .
3.2 <i>Propagation de la fracture</i> (1 à 2 l/min), suivie d'une mesure de P_s .	3.2 <i>Test de réouverture quasi-statique</i> et mesure de P_{qr} .
3.3 <i>Drainage de la fracture</i> , puis test de <i>réouverture à grand débit</i> (> 5 l/min) (répété deux fois).	
3.4 <i>Test de réouverture quasi-statique</i> et mesure de P_{qr} .	

Et enfin :

4. *Prise d'empreinte mécanique* par l'obturateur d'impression.

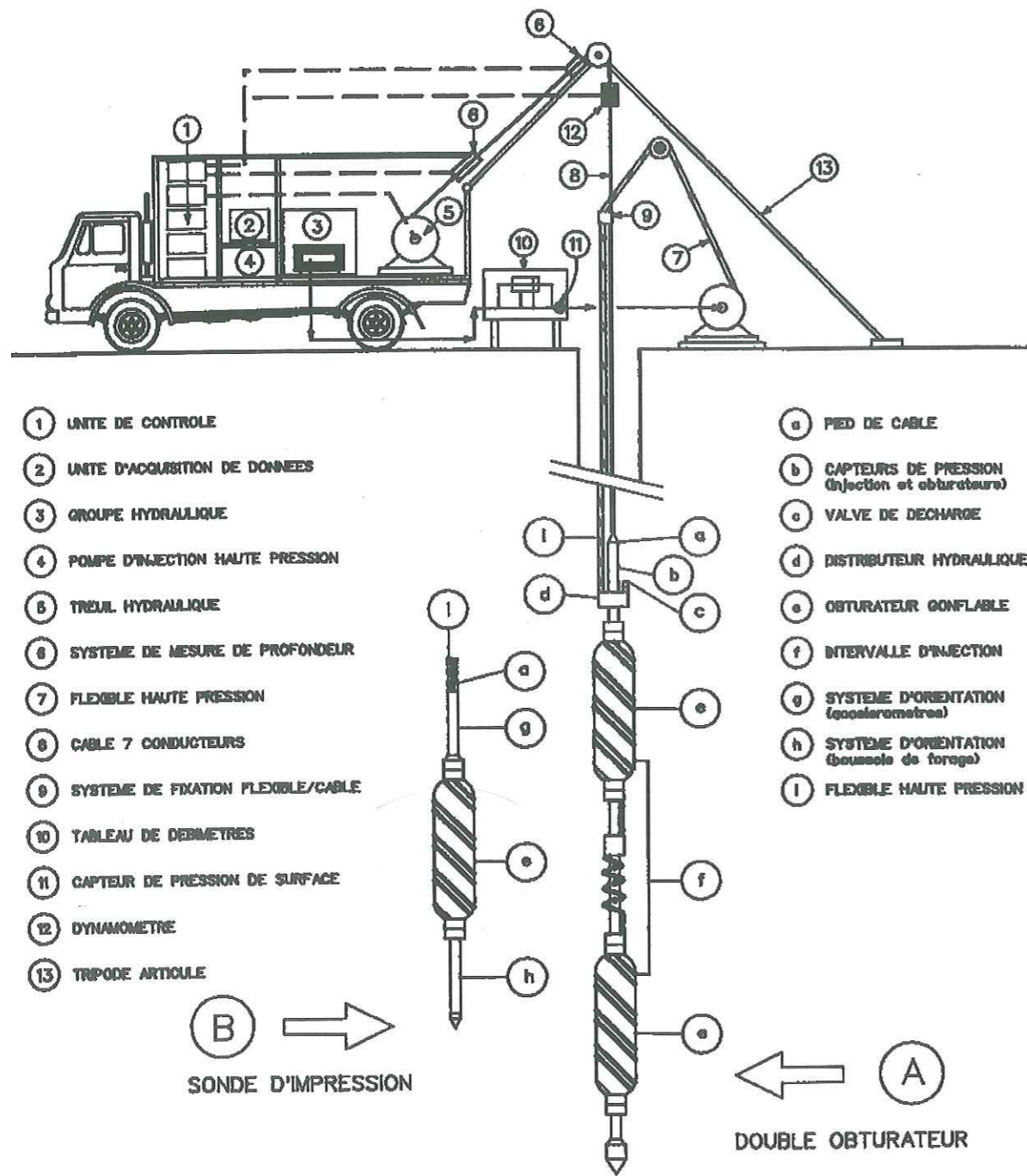


Figure C-7. Matériel utilisé par Antea pour les mesures HTPF (Burllet, 1991).

Détermination des paramètres caractéristiques.

Seules deux pressions caractéristiques sont mesurées : P_s (pression de fermeture) et P_{qr} (pression de réouverture quasi-statique), dont la moyenne fournit la contrainte normale portée par la fracture en-dehors de la zone d'influence du forage.

Calcul du champ de contraintes.

La méthode employée est la méthode d'inversion généralisée par moindres carrés (Cornet et Valette, 1984), décrite au paragraphe C.1.2.4.

Dans le cas où au moins un test est à fractures multiples, on suppose qu'une seule fracture a joué au cours de chaque test, mais on ne sait pas a priori quelles fractures ont été réellement testées. Pour résoudre cette indétermination, on met en œuvre la méthode d'inversion pour chacune des combinaisons possibles de fractures, et on garde comme solution finale celle donnant le résidu le plus faible. Ceci revient à considérer que les fractures ayant réellement joué pendant l'essai sont celles qui permettent de calculer la solution ayant la meilleure cohérence interne.

C.1.4.2. Par Ismes.

Matériel mis en œuvre.

Dans son principe, le matériel mis en œuvre par Ismes est identique à celui utilisé par Antea.

On remarquera toutefois quelques différences techniques :

- La pompe à débit variable est remplacée par trois pompes à débit constant : deux pompes fonctionnant en parallèle pour les packers (0.15 l/min chacune) et une pompe pour la cellule de fracturation (1.7 l/min).
- Le flexible unique et le distributeur sont remplacés par deux flexibles haute pression indépendants, l'un pour les packers et l'autre pour la cellule de fracturation, ce qui évite l'emploi d'un distributeur au fond.

L'ensemble est dimensionné pour une pression hydraulique maximale de 45 MPa.

Procédure d'essai.

1. *Choix de la zone à tester* après examen des carottes.

2. *Test d'injection à charge variable.* La cellule de test est pressurisée à 1 MPa pendant une minute puis à 2 MPa pendant deux minutes. La courbe de décroissance de la pression avec le temps donne des informations semi-quantitatives sur l'état de fracturation de la cavité, ce qui permet d'exclure les zones trop perméables.

3. *Test de fracturation.* La cellule est drainée, puis injectée à débit constant (1.7 l/min) pendant que les packers sont eux aussi injectés à un débit plus faible (0.15 l/min pour chaque packer). Ces deux injections sont stoppées dès l'apparition d'une fracture.

4. *Test de réouverture.* La procédure est identique à celle du test de fracturation. La réouverture est éventuellement répétée plusieurs fois.

5. *Test de propagation.* La fracture est rouverte, puis l'injection est maintenue pendant quelques minutes.

6. *Prise d'empreinte* par l'obturateur d'impression (cinq à dix minutes).

Pendant toutes les phases de l'essai, les débits sont connus car imposés par les pompes à débit constant, et il suffit donc d'enregistrer les pressions dans la cellule et dans les obturateurs.

Détermination des paramètres caractéristiques.

Deux pressions caractéristiques sont mesurées : la pression de fermeture P_s , qui est une mesure de la contrainte normale portée par la fracture en-dehors de la zone d'influence du forage, et la pression de réouverture P_r , qui est une mesure de la contrainte effective minimale supportée par la fracture à la paroi du forage (Fig. C-3).

Calcul du champ de contraintes.

La méthode employée est suivant les cas :

- Soit la méthode d'inversion généralisée par moindres carrés (Cornet et Valette, 1984) décrite dans le chapitre C.1.2.4. ;
- Soit un compromis entre la méthode d'inversion généralisée par moindres carrés et la méthode probabiliste de Baumgärtner et Rummel (1989) décrite elle aussi dans le chapitre D.1.2.4. Son principe est le suivant :

A partir de données considérées comme des variables aléatoires, on génère N_1 jeux de données déterministes auxquels on applique la méthode d'inversion généralisée par moindres carrés. On obtient ainsi N_1 solutions (variables aléatoires définies par des moyennes et des incertitudes), à partir desquels on génère $N_1.N_2$ solutions déterministes. Le nuage constitué par les $N_1.N_2$ constitue la solution de l'inversion sous une forme probabiliste.

Lorsqu'au moins un test d'une mesure est à fractures multiples, toutes les combinaisons possibles de fractures sont testées et la combinaison choisie est celle menant à la solution ayant la meilleure cohérence interne.

C.1.4.3. Comparaison entre les deux systèmes.

Les deux systèmes sont donc techniquement très proches, avec simplement deux différences : la pompe à débit variable d'Antea permet de bien contrôler les phases de fracturation, de propagation et de réouverture, ce qui est plus difficile avec les pompes à débit constant d'Ismes ; le choix fait par Antea d'utiliser un seul flexible hydraulique présente un risque en cas de blocage du distributeur en fond de forage, contrairement au système plus fiable d'Ismes qui comporte deux flexibles et pas de distributeur.

Mais la différence principale entre les deux systèmes est dans l'interprétation des essais, basée uniquement sur les mesures de pressions de fermeture pour Antea, alors qu'Ismes utilise aussi les pressions de réouverture des fractures. En procédant ainsi, Ismes dispose de deux fois plus de données pour le même nombre de tests mais il faut souligner que les tests de réouverture sont effectués à faible débit (seulement 1.7 l/min) ; il y a donc un risque non négligeable de percolation d'eau dans la fracture avant la réouverture proprement dite, qui pourrait fausser les mesures de pressions de réouverture. L'augmentation du nombre de données disponibles pour l'interprétation est donc contrebalancée par la fiabilité douteuse des données supplémentaires.

C.2. Les mesures HTPF dans le massif d'Ambin.

C.2.1. Introduction.

Des mesures de contraintes ont été faites par la méthode HTPF dans les quatre forages profonds que la SNCF et les FS, puis Alpetunnel GEIE ont réalisé dans le massif d'Ambin. Il s'agit des forages F16 dans le vallon d'Ambin français, et des trois forages italiens S4 en haute Val Clarea, S5 au lieu-dit « Pra Piano » et S23 au lieu-dit « De Ruine » (Fig. C-8).

Nous allons présenter les quatre mesures réalisées (§ C.2.2. à C.2.5.), avant de dresser dans le § C.2.6. un premier bilan des connaissances acquises sur l'état de contraintes dans le massif d'Ambin.

Une synthèse des résultats figure en Annexe IIa (volume principal). Les descriptions précises des quatre forages ainsi que l'ensemble des données ayant servi de base aux interprétations présentées sont rassemblées dans les Annexes IIb et IIc (volume annexe).

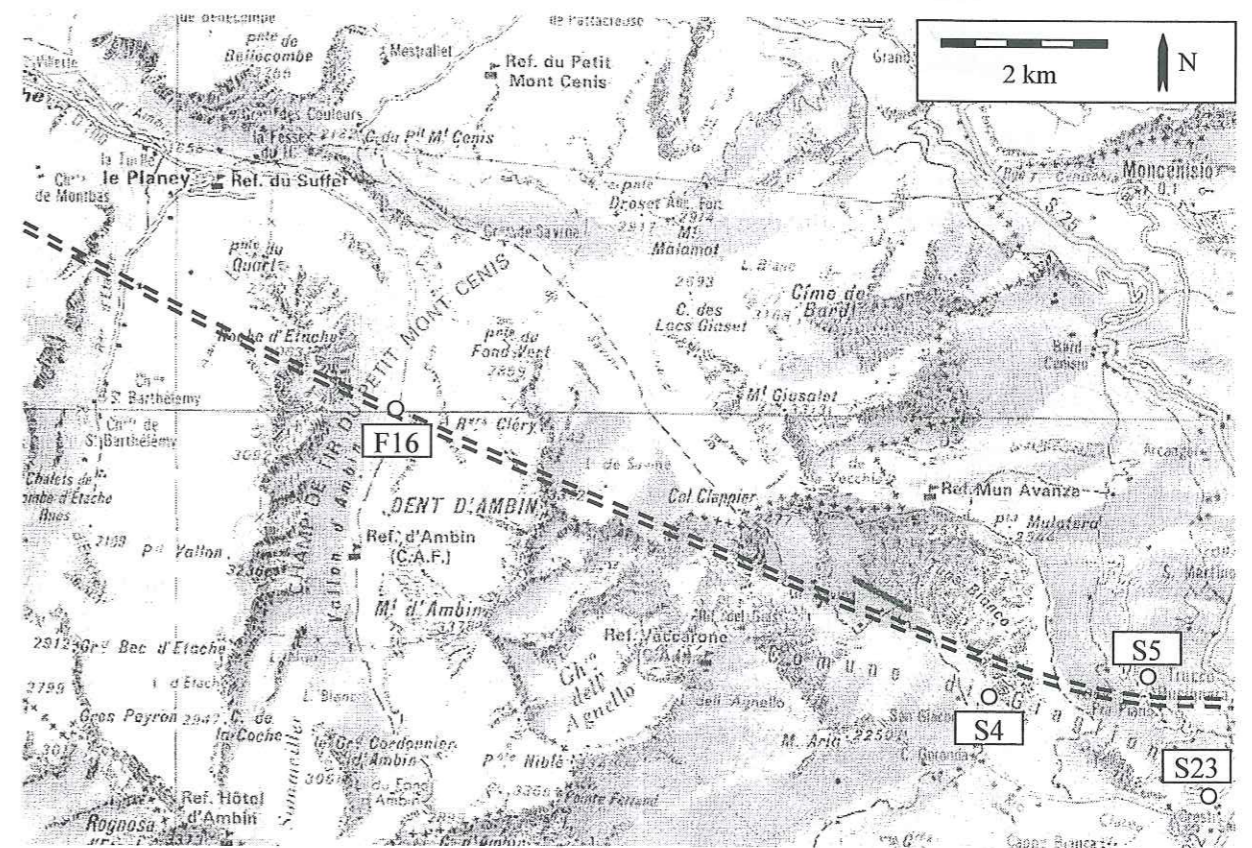


Figure C-8. Localisation des points de mesure HTPF dans le massif d'Ambin.

C.2.2. Le forage F16 (vallon d'Ambin).

Rappelons tout d'abord que la tête du forage F16 est implantée dans le vallon d'Ambin à l'altitude $z = 1981$ mètres. Ce forage d'une longueur de 1523 m a subi une déviation importante : prévu vertical, il a atteint en fond de trou un angle de 40° par rapport à la verticale dans la direction N125 à N150.

La mesure faite dans le forage F16 comporte dix tests répartis en deux groupes :

- sept tests dans un intervalle supérieur de hauteur $\Delta z = 75$ m (altitude $z = 880$ à 955 m) ;
- trois tests dans un intervalle plus profond de hauteur $\Delta z = 24$ m ($z = 730$ à 754 m) ; ces trois derniers tests se trouvent dans la partie la plus fortement inclinée du forage, où il a été impossible de prendre une empreinte classique de la paroi. Les fractures correspondant à ces tests ont donc été repérées à l'aide des images BHTV, avec une fiabilité moindre.

On remarque que les deux groupes sont distants de plus de 120 m, ce qui nous amène dans un premier temps à les considérer séparément. Nous proposons donc tout d'abord une interprétation des sept premiers tests, puis une tentative d'interprétation globale des dix tests.

Dans les deux cas, la mesure est de qualité moyenne (*classe B*) du fait dans le premier cas d'un manque de variété des orientations de fracture ($E_{25} = 25\%$ seulement), et dans le second d'un écart de profondeur important entre les différents tests (altitudes de 730 à 955 m), ce qui nécessite comme nous allons voir une certaine prudence dans l'interprétation.

Groupe supérieur seul.

La hauteur de l'intervalle supérieur étant réduite en comparaison avec sa profondeur, on peut y négliger les variations du champ de contraintes. Ayant à notre disposition sept données, il n'est pas nécessaire de faire d'hypothèse supplémentaire sur l'orientation des contraintes principales (modèle Cst6, voir § C.1.2.2.).

La solution obtenue, appelée solution 1, est reportée dans le Tableau C-4, dans lequel on donne pour chaque contrainte principale son module et son orientation. A titre de comparaison, on a également calculé la contrainte lithostatique $\gamma \cdot h$ à l'altitude moyenne z de l'intervalle de test, en se basant sur un poids volumique moyen de la roche de 27 kN/m^3 . La contrainte lithostatique en un point est ici

Tableau C-4. Etat de contraintes mesuré dans le forage F16 : les trois solutions.

Sol. : n° de la solution ; z : altitude moyenne de la zone de test ; $\gamma \cdot h$: contrainte lithostatique calculée à l'altitude z ; σ_i , δ_i , μ_i : valeur, azimut et inclinaison par rapport à l'horizontale de la contrainte principale i (X : azimut indéterminé pour une contrainte verticale).

sol.	z (m)	$\gamma \cdot h$ (MPa)	σ_1 (MPa) δ_1 / μ_1	σ_2 (MPa) δ_2 / μ_2	σ_3 (MPa) δ_3 / μ_3
1	920	27	34 316° / 13°	27 224° / 7°	16 108° / 76°
2	920	27	33 119° / 0°	27 29° / 0°	21 X / 90°
3	840	29	36 gradient 55 MPa/km 126° / 0°	28 gradient 8 MPa/km 36° / 0°	23 gradient 19 MPa/km X / 90°

définie comme le produit du poids volumique moyen des roches sus-jacentes par la différence d'altitude entre le point considéré et la surface topographique à la verticale de ce point, sans prise en compte des effets 3D du relief sur la distribution des forces dans le massif.

On constate que l'état de contraintes est assez anisotrope ($\sigma_1/\sigma_3 = 2.1$), avec une valeur de contrainte moyenne $\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = 26 \text{ MPa}$, très proche de la contrainte lithostatique.

D'autre part, en ce qui concerne les directions principales des contraintes, deux d'entre elles sont proches de l'horizontale et la troisième est proche de la verticale. Cela nous incite à proposer une deuxième interprétation, basée là encore sur l'hypothèse que le champ de contraintes est constant sur tout l'intervalle de test, et avec l'hypothèse supplémentaire qu'une direction principale est verticale (modèle Cst4). On obtient ainsi la solution 2 (Tab. C-4).

Les nouvelles directions principales sont proches des précédentes (décalage d'environ 15°), ainsi que les valeurs des contraintes principales, excepté pour celle de la contrainte verticale qui passe de 16 à 21 MPa ; ce petit désaccord traduit simplement le fait que cette valeur est moins bien contrainte par les données disponibles que les deux autres (une seule fracture sur les sept est proche de l'horizontale), et sa mesure comporte donc une incertitude plus forte.

Intégration des données inférieures.

Nous avons ensuite tenté d'inverser simultanément les dix tests. Δz vaut maintenant 225 m ; on ne peut donc plus négliger les variations verticales des contraintes et il faut recourir à un modèle d'interprétation dans lequel les modules des contraintes principales varient linéairement avec la profondeur ; étant donné le nombre limité de tests disponibles, il faut en contrepartie supposer a priori qu'une direction principale est verticale. Ce modèle interprétatif (modèle Lin6) est celui qui avait été choisi pour l'interprétation initiale de la mesure (Antea, 1994).

Il n'a pas été possible d'obtenir une solution calée sur les dix tests avec un résidu assez faible, et une observation détaillée des résultats montre que la convergence est empêchée par un test particulier, le n° 11 (voir Annexe IIc), qui n'est pas compatible avec les neuf autres. Nous avons donc finalement inversé les neuf tests restants et obtenu la solution 3 (Tab. C-4).

Cette solution est bien cohérente avec celles obtenues dans la première phase d'interprétation (groupe supérieur seul). Les directions des contraintes principales sont inchangées, et les modules des contraintes principales sont légèrement plus élevés à une altitude légèrement plus basse.

Les gradients verticaux des contraintes σ_1 et σ_3 sont assez bien définis : environ 50 MPa/km pour σ_1 et 20 MPa/km pour σ_3 . En revanche, il est hasardeux de conclure pour le gradient vertical de σ_2 ; en effet, celui-ci est très mal contraint par les données car les normales aux fractures des deux tests du groupe inférieur sont orientées dans le plan (σ_1, σ_3).

Bilan : caractéristiques du champ de contraintes autour du forage F16.

La mesure HTPF faite dans le forage F16 permet de bien caractériser le champ de contraintes régnant sous le vallon d'Ambin à une altitude (840 à 920 m) légèrement supérieure à celle prévue pour le tunnel de base Maurienne-Ambin (680 m à cet endroit).

Les caractéristiques de ce champ de contraintes à l'altitude 920m sont :

- contrainte principale *mineure proche de la verticale* (inclinaison 76°), valant de 16 à 21 MPa (l'incertitude importante est due au manque de fractures subhorizontales) ;

- contraintes principales *médiane et majeure proches de l'horizontale* (majeure orientée N120 à N135, médiane orientée N30 à N45), valant respectivement 27 et 33 MPa avec des incertitudes faibles, aussi bien pour les directions que pour les valeurs.

A titre de comparaison, la contrainte lithostatique calculée à cette même altitude pour un poids volumique de la roche de 27 kN/m^3 serait de 27 MPa. Dans tous les cas, cette valeur est nettement supérieure à celle mesurée pour la contrainte verticale.

La première conclusion importante est donc de mettre en évidence que la contrainte principale majeure n'est pas verticale, mais plutôt proche de l'horizontale. Par ailleurs, la valeur de la contrainte principale la plus proche de la verticale est de loin la contrainte mineure, et paraît même anormalement faible.

Il est intéressant aussi de remarquer que la direction de σ_1 mise en évidence par cette mesure se trouve être également la direction de déviation « naturelle » du forage F16 (N130 à N140 dans la zone des sept tests supérieurs) ; c'est aussi la direction de déviation du forage F30bis, dans le vallon d'Etache situé 3 km à l'Ouest du vallon d'Ambin. On peut donc émettre l'hypothèse que l'état de contraintes naturel commande la déviation des forages, qui auraient tendance à venir se placer dans le plan vertical contenant la direction de la contrainte principale majeure σ_1 .

C.2.3 Le forage S4 (Val Clarea).

Le forage S4 est implanté en haute Val Clarea, à l'altitude de 1160 m. Sa longueur est de 750 m ; commencé avec une inclinaison de 45° par rapport à la verticale, il s'est progressivement redressé jusqu'à atteindre 7° au fond.

La mesure faite dans le forage S4 comporte neuf tests exploitables répartis en deux groupes :

- quatre tests dans un intervalle supérieur (altitude $z = 723$ à 743 m) de hauteur $\Delta z = 20$ m ;
- cinq tests dans un intervalle inférieur ($z = 606$ à 643 m) de hauteur $\Delta z = 37$ m.

Il n'a pas été possible de trouver une solution compatible simultanément avec les neuf tests, et il faut donc se contenter de deux inversions séparées.

La qualité de chacune des deux mesures est médiocre (*classe C*) en raison du petit nombre de données disponibles. Il est donc nécessaire de faire les hypothèses que le champ de contraintes est constant sur chaque intervalle et qu'une direction principale est verticale (modèle Cst4).

La solution 1 obtenue pour le groupe supérieur, et la solution 2 pour le groupe inférieur sont présentées dans le Tableau C-5.

Tableau C-5. Etat de contraintes mesuré dans le forage S4.

Mêmes notations que pour le Tableau C-4.

sol.	z (m)	$\gamma.h$ (MPa)	σ_1 (MPa) δ_1 / μ_1	σ_2 (MPa) δ_2 / μ_2	σ_3 (MPa) δ_3 / μ_3
1	733	17	27 $65^\circ / 0^\circ$	16 $155^\circ / 0^\circ$	10 X / 90°
2	624	21	30 $53^\circ / 0^\circ$	20 $143^\circ / 0^\circ$	17 X / 90°

Les résultats sont plus dispersés que pour le sondage F16. Malgré la mauvaise qualité de la mesure, on notera quelques caractéristiques intéressantes qui s'en dégagent :

- la contrainte verticale est la contrainte mineure ; elle est inférieure à la contrainte lithostatique (60% environ).
- la contrainte moyenne est très proche de la contrainte lithostatique.
- la contrainte principale majeure est horizontale d'orientation N50 à N60.

Les deux premières de ces caractéristiques sont analogues à celles obtenues pour le forage F16.

C.2.4. Le forage S5 (Pra Piano).

Le forage S5 est situé au lieu-dit « Pra Piano », à l'altitude de 1520 m sur l'éperon séparant la Clarea et la Cenischia. D'une longueur de 915 m, il est resté à 5° près vertical sur toute sa hauteur.

La mesure faite dans le forage S5 comporte vingt tests répartis en deux groupes :

- dix tests dans un intervalle supérieur (altitude $z = 973$ à 1020 m) de hauteur $\Delta z = 47$ m ;
- dix tests dans un intervalle inférieur ($z = 739$ à 820 m) de hauteur $\Delta z = 81$ m.

Etant donné l'écart d'altitude important entre les deux intervalles, il est logique de les interpréter séparément. La qualité de chacune des deux mesures est bonne (*classe A*).

Il est possible de considérer que le champ de contraintes est constant sur chaque intervalle et il n'est pas nécessaire de faire d'hypothèse supplémentaire sur les directions principales (modèle Cst6). Nous obtenons ainsi la solution 1 pour le groupe supérieur, et la solution 2 pour le groupe inférieur (Tab. C-6).

Toutes les conditions sont réunies pour avoir une mesure fiable : fractures nombreuses et à des cotes rapprochées, inversion numérique stable. Les solutions obtenues pour chacun des deux intervalles sont donc dotées d'un bon degré de confiance.

Elles présentent toutes deux les mêmes caractéristiques :

- la contrainte principale majeure est proche de la verticale (inclinaison de 75 à 80° par rapport à l'horizontale) ; elle est légèrement inférieure à la contrainte lithostatique ;
- les contraintes horizontales sont faiblement anisotropes dans un rapport de 1.3 à 1.4 ; elles sont toutes deux nettement inférieures à la contrainte verticale.

Cet état de contraintes est donc très différent de celui observé sous le vallon d'Ambin ou sous la Val Clarea.

Tableau C-6. Etat de contraintes mesuré dans le forage S5.

Mêmes notations que pour le Tableau C-4.

sol.	z (m)	$\gamma.h$ (MPa)	σ_1 (MPa) δ_1 / μ_1	σ_2 (MPa) δ_2 / μ_2	σ_3 (MPa) δ_3 / μ_3
1	996	14	11 $223^\circ / 76^\circ$	7 $355^\circ / 9^\circ$	5 $87^\circ / 10^\circ$
2	780	20	19 $52^\circ / 80^\circ$	13 $164^\circ / 4^\circ$	10 $255^\circ / 9^\circ$

C.2.5. Le forage S23 (De Ruine).

Le forage S23 domine à 1040 m d'altitude le confluent de la Clarea et de la Dora Riparia. D'une longueur de 500 m, il est resté vertical sur toute sa hauteur.

La mesure faite dans le forage S23 comporte trente tests répartis en trois groupes :

- dix tests dans un intervalle supérieur (altitude $z = 699$ à 775 m) de hauteur $\Delta z = 76$ m ;
- dix tests dans un intervalle médian ($z = 597$ à 685 m) de hauteur $\Delta z = 88$ m.
- dix tests dans un intervalle inférieur ($z = 546$ à 592 m) de hauteur $\Delta z = 46$ m.

Là encore, chacun des trois groupes de tests est inversé séparément ; le champ de contraintes peut ainsi être supposé constant sur chaque intervalle, mais aucune hypothèse a priori n'est faite sur les directions principales (modèle Cst6). La qualité de chacune des trois mesures est bonne (classe A).

Les solutions obtenues (solution 1 pour le groupe supérieur, 2 pour le groupe médian et 3 pour le groupe inférieur) sont reportées dans le Tableau C-7. Pour plus de clarté, nous avons également représenté les orientations des contraintes mesurées dans les groupes supérieur et inférieur sur un stéréogramme (Fig. C-9).

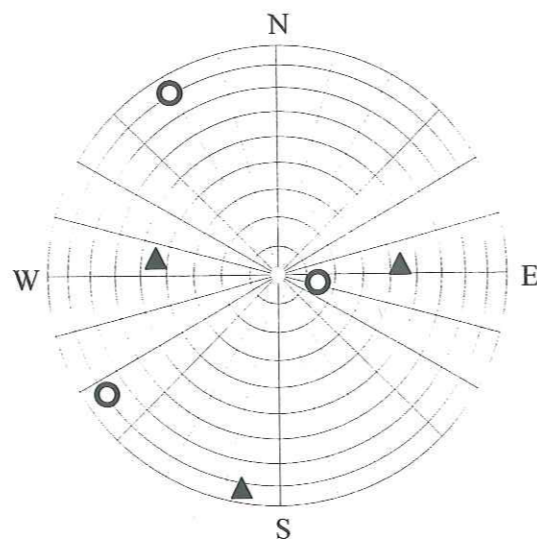
Tableau C-7. Etat de contraintes mesuré dans le forage S23.

Mêmes notations que pour le Tableau C-4.

Sol.	z (m)	$\gamma.h$ (MPa)	σ_1 (MPa) δ_1 / μ_1	σ_2 (MPa) δ_2 / μ_2	σ_3 (MPa) δ_3 / μ_3
1	738	8	7 279° / 45°	5 192° / 6°	3 86° / 44°
2	641	11	10 162° / 20°	8 264° / 31°	5 44° / 52°
3	569	13	14 97° / 77°	9 237° / 10°	7 329° / 9°

Figure C-9. Orientations des contraintes principales mesurées dans le forage S23.

Stéréogramme de Schmidt, hémisphère inférieure. Intervalle sup. : triangles ; intervalle inf. : cercles.



Pour cette mesure comme pour celle faite dans le forage S5, on peut avoir une bonne confiance dans les résultats obtenus. Les trois solutions obtenues présentent des caractéristiques communes :

- l'état de contraintes est assez anisotrope : $\sigma_1/\sigma_3 = 2$ sur l'ensemble des trois intervalles.
- l'état de contraintes moyen est faible : dans chaque intervalle, une contrainte principale mesurée est proche de la contrainte lithostatique et les deux autres lui sont nettement inférieures.

On observe en revanche une rotation des directions principales avec la profondeur : dans les zones médiane et supérieure (altitude 600 à 775 m), aucune contrainte principale n'est inclinée de moins de 40° par rapport à la verticale, tandis que dans la zone inférieure (altitude 550 à 600 m) la contrainte principale majeure est presque verticale.

C.2.6. Synthèse des résultats des mesures HTPF dans le massif d'Ambin.

C.2.6.1 Validation de l'hypothèse de verticalité d'une contrainte principale.

Dans l'interprétation des mesures de contraintes par la méthode de fracturation hydraulique classique ou par la méthode HTPF, on fait très souvent l'hypothèse a priori qu'une direction principale du tenseur des contraintes est verticale, sans avoir de moyen de vérification a posteriori. Les mesures faites dans les forages F16, S5 et surtout S23 apportent un élément de réponse à ce problème classique.

Le Tableau C-8 compare les inclinaisons que font la contrainte principale la plus proche de la verticale mesurée dans le F16, celles mesurées dans les deux groupes du S5 et celles mesurées dans les trois groupes du S23 avec la profondeur de chaque zone de mesure. Il apparaît une nette évolution des directions principales des contraintes avec la profondeur : avec les mesures les plus profondes (F16, S5 sup., S5 inf., S23 inf.), on trouve systématiquement une contrainte principale verticale à 15° près, ce qui rentre dans les incertitudes de la méthode de mesure, alors que ce n'est plus vrai pour les mesures les plus superficielles (S23 sup., S23 méd.).

Il semble donc que l'hypothèse classique de verticalité d'une contrainte principale soit vérifiée au-delà d'une certaine profondeur que l'on peut estimer à 400-450 m pour le massif d'Ambin ; cette constatation justifie a posteriori l'interprétation de la mesure HTPF faite pour le forage S4.

Nous reviendrons sur cette question dans le chapitre D, avec le support de la modélisation numérique.

Tableau C-8. Inclinaison par rapport à l'horizontale de la contrainte principale la plus proche de la verticale, en fonction de la profondeur.

Forage	Profondeur	Inclinaison
F16	1000 m	76°
S5 sup.	525 m	76°
S5 inf.	740 m	80°
S23 sup.	305 m	45°
S23 méd.	400 m	52°
S23 inf.	478 m	77°

Si l'on s'intéresse maintenant aux contraintes mesurées dans les intervalles les plus profonds de chacun des quatre forages, qui sont les intervalles les plus proches du tunnel de base, on peut donc parler d'une contrainte verticale σ_v et de contraintes horizontales mineure σ_h et majeure σ_H . Le Tableau C-9 et la Figure C-10 synthétisent ces quatre résultats.

Les mesures faites dans les quatre forages profonds du massif d'Ambin s'organisent alors de façon remarquable en deux groupes : F16 et S4 d'une part, S5 et S23 d'autre part.

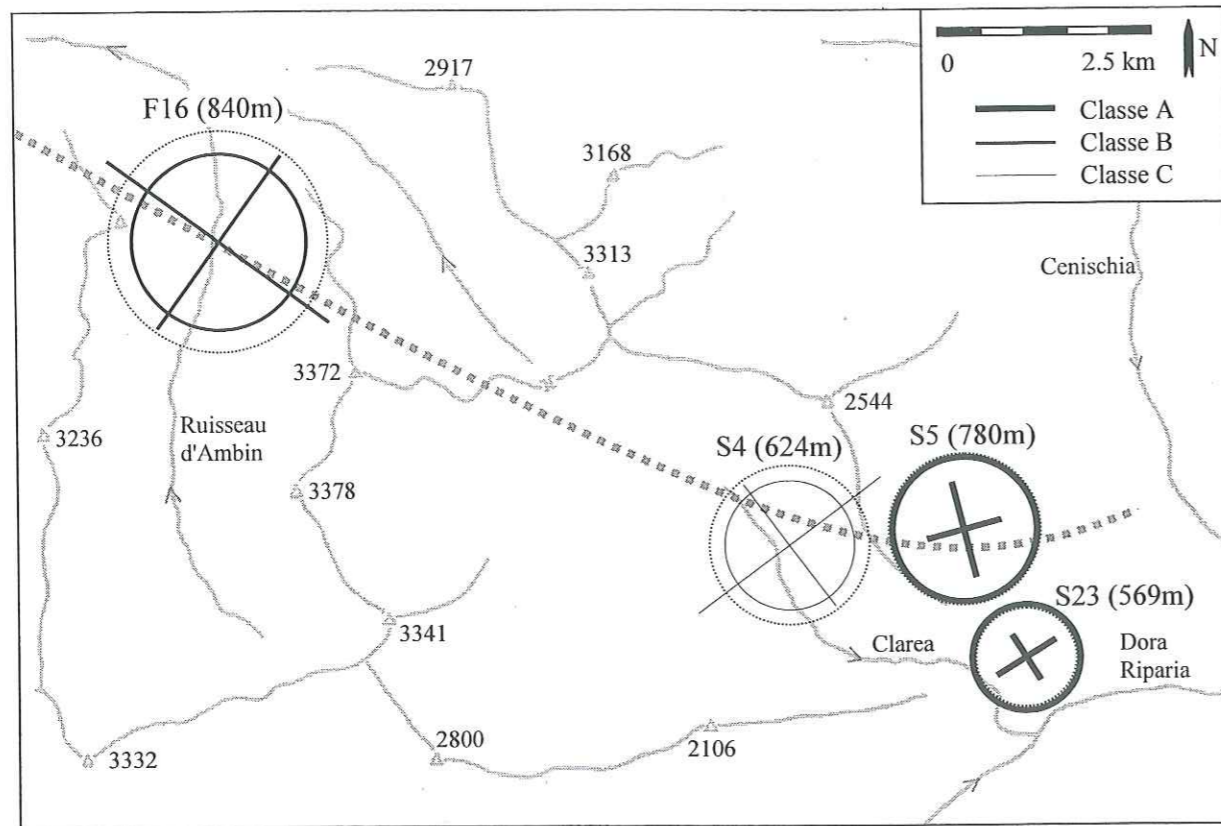


Figure C-10. Etat de contraintes mesuré dans le massif d'Ambin.

Cercle en trait plein : contrainte verticale ; cercle en pointillé : contrainte lithostatique ; traits droits : contraintes principales horizontales. Les longueurs des traits et les diamètres des cercles sont proportionnels aux valeurs des contraintes ; l'épaisseur des traits est proportionnelle à la qualité de la mesure.

Le relief est matérialisé par les lignes de crêtes et par les rivières principales.

Tableau C-9. Etat de contraintes mesuré dans le massif d'Ambin.

z : altitude ; $\gamma \cdot h$: contrainte lithostatique calculée ; σ_v : valeur de la contrainte verticale mesurée ; σ_h (resp. σ_H) : valeur de la contrainte horizontale mineure (resp. majeure) mesurée.

Forage	z (m)	$\gamma \cdot h$ (MPa)	σ_v (MPa)	σ_h (MPa) et azimut	σ_H (MPa) et azimut
Classe B F16	840	29	23	28 (N36)	36 (N126)
Classe C S4	624	21	17	20 (N143)	30 (N53)
Classe A S5	780	20	19	10 (N75)	30 (N53)
Classe A S23	569	13	14	7 (N148)	9 (N58)

Tableau C-10. Orientation de la contrainte horizontale majeure dans les forages F16 et S4.

Forage	Direction du vallon (Ambin ou Clarea)	Azimut de σ_H
F16	N15	N120 à N135
S4	N155	N50 à N55

C.2.6.2. Le cœur du massif : les forages F16 et S4.

Ces deux forages sont situés dans des contextes géologiques et topographiques similaires : ils sont tous deux dans le cœur du massif (Série de la Clarea), et partent tous deux d'un fond de vallon perché au cœur du massif d'Ambin : vallon d'Ambin pour le F16, Val Clarea pour le S4.

Les états de contraintes mesurés dans ces deux forages présentent tous les deux les mêmes caractéristiques générales (Fig. C-11) :

- la contrainte verticale est la contrainte principale mineure : $\sigma_v < \sigma_h < \sigma_H$;
- le déficit de contrainte verticale par rapport à la contrainte lithostatique $\gamma \cdot h$ est important : $\frac{\sigma_v}{\gamma \cdot h} = 0.6 \text{ à } 0.7$;
- la contrainte moyenne $\sigma_m = \frac{\sigma_v + \sigma_h + \sigma_H}{3}$ est voisine de la contrainte lithostatique ;
- la direction de σ_H est approximativement perpendiculaire au vallon sus-jacent, comme le montrent le Tableau C-10 et la Figure C-10, et l'anisotropie horizontale est de 1.3 à 1.6.

L'orientation de σ_H traduit le phénomène bien connu de concentration de contrainte horizontale sous une vallée, perpendiculairement à son axe.

Par ailleurs, il faut aussi souligner les faibles contraintes verticales mesurées. Celles-ci paraissent d'autant plus faibles qu'étant mesurées sous des vallées, on s'attendrait plutôt à ce qu'elles soient sensiblement supérieures à la contrainte lithostatique.

Tous ces résultats doivent être considérés avec une certaine circonspection, étant donnée la qualité des mesures considérées : mesures de classe B dans le forage F16 et de classe C dans le forage S4 ; en particulier l'incertitude sur la contrainte verticale mesurée dans ces deux forages est forte. Toutefois, la cohérence de ces deux résultats obtenus dans des contextes similaires renforce la confiance que l'on peut leur accorder.

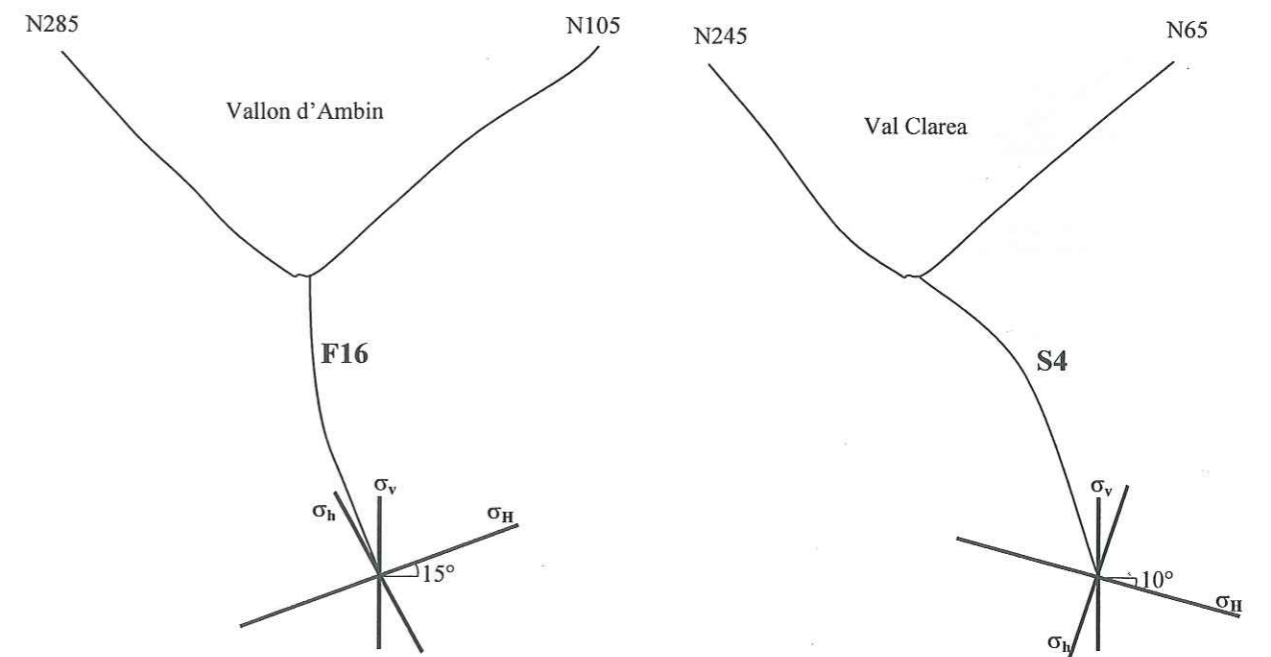


Figure C-11. Trièdres des contraintes mesurés au droit des forages F16 et S4.

C.2.6.3. La bordure orientale du massif : les forages S5 et S23.

Ces deux forages se trouvent en bordure du massif d'Ambin, dans la Série d'Ambin. D'un point de vue topographique, ils sont plutôt en situation de versant, au-dessus des profondes vallées de la Cenischia et de la Riparia (altitude moyenne 600 m). Les forages S5 et S23 se distinguent donc des forages F16 et S4 à la fois par la géologie et par la topographie.

Les états de contraintes mesurés dans ces deux forages (pour le forage S23, on ne considère que l'intervalle inférieur dans lequel une contrainte principale est verticale), d'une très bonne fiabilité, présentent les caractéristiques suivantes (Fig. C-12) :

- la contrainte verticale est la contrainte principale majeure : $\sigma_h < \sigma_H < \sigma_v$; elle est égale à la contrainte lithostatique $\gamma \cdot h$;
- l'anisotropie des contraintes est élevée puisqu'entre les deux extrêmes on a $\frac{\sigma_v}{\sigma_h} = 2$;
- toutefois l'anisotropie des contraintes dans le seul plan horizontal est plus modérée : $\frac{\sigma_H}{\sigma_h} = 1.3 \text{ à } 1.4$.

On mesure donc dans ces deux forages un état de contraintes proche d'un état de type « Terzaghi », avec un $K_0 = 0.5 \text{ à } 0.7$.

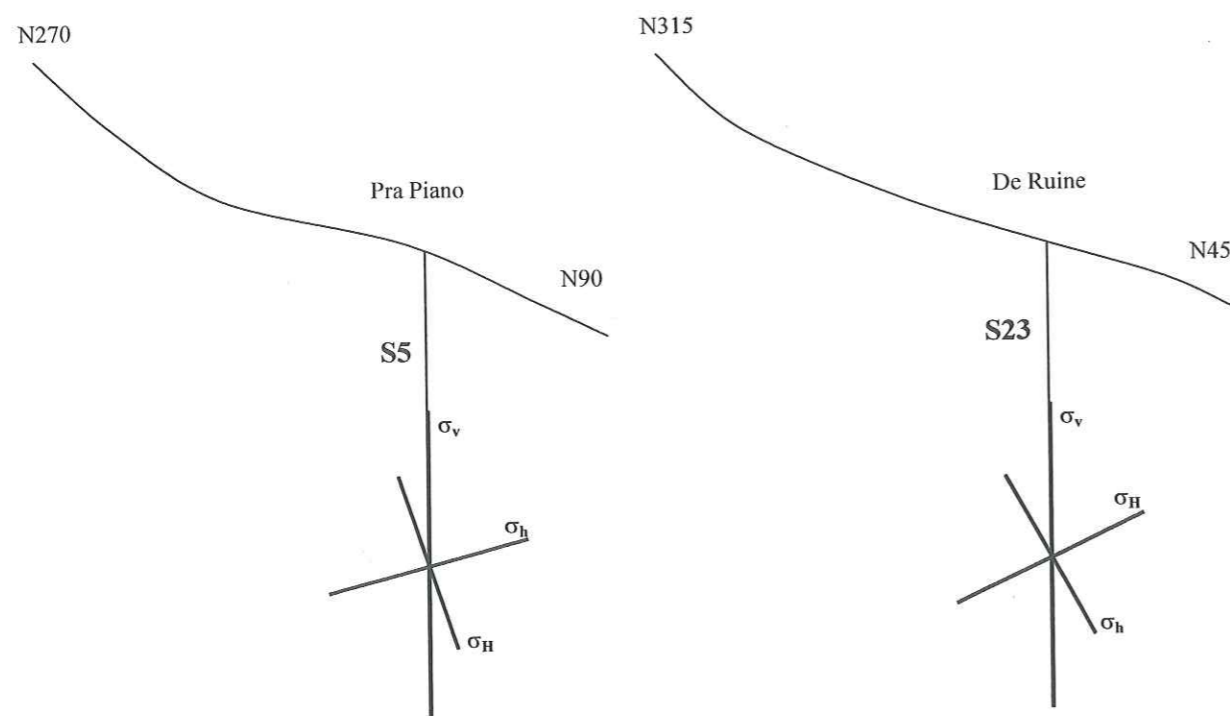


Figure C-12. Trièdres des contraintes mesurés au droit des forages S5 et S23.

C.3. Les mesures HTPF autour de la vallée de l'Arc.

C.3.1. Introduction.

De nombreuses mesures de contraintes ont été faites par la méthode HTPF autour de la vallée de l'Arc dans les environs de Modane. Ce secteur d'une grande complexité géologique a une topographie assez simple, marquée par la présence de la vallée de l'Arc d'orientation N70 à l'amont, entre Bramans (altitude 1200 m) et Fourneaux (1050 m), puis N100 en direction d'Orelle vers l'Ouest ; elle est entourée de part et d'autre de sommets dépassant les 3000 mètres d'altitude.

Les onze forages dans lesquels ont été faites les mesures se trouvent dans des situations topographiques différentes, qui nous amènent à les répartir en trois groupes :

- Les forages F5, F8, F17, F25, F31, F33 et F57 proches du fond de vallée ;
- Les forages F14 et F21 en versant Nord de l'Arc, à une altitude d'environ 1600 m ;
- Les forages F6bis et F7 en versant Sud de l'Arc.

Après avoir présenté les différentes mesures réalisées (§ C.3.2. à C.3.4.), nous dresserons dans le § C.3.5. un bilan des connaissances acquises sur l'état de contraintes autour de la vallée de l'Arc. Une synthèse des résultats figure en Annexe IIa (volume principal) ; les descriptions précises des onze forages ainsi que l'ensemble des données ayant servi de base aux interprétations présentées sont rassemblées dans les Annexes IIb et IIc (volume annexe).

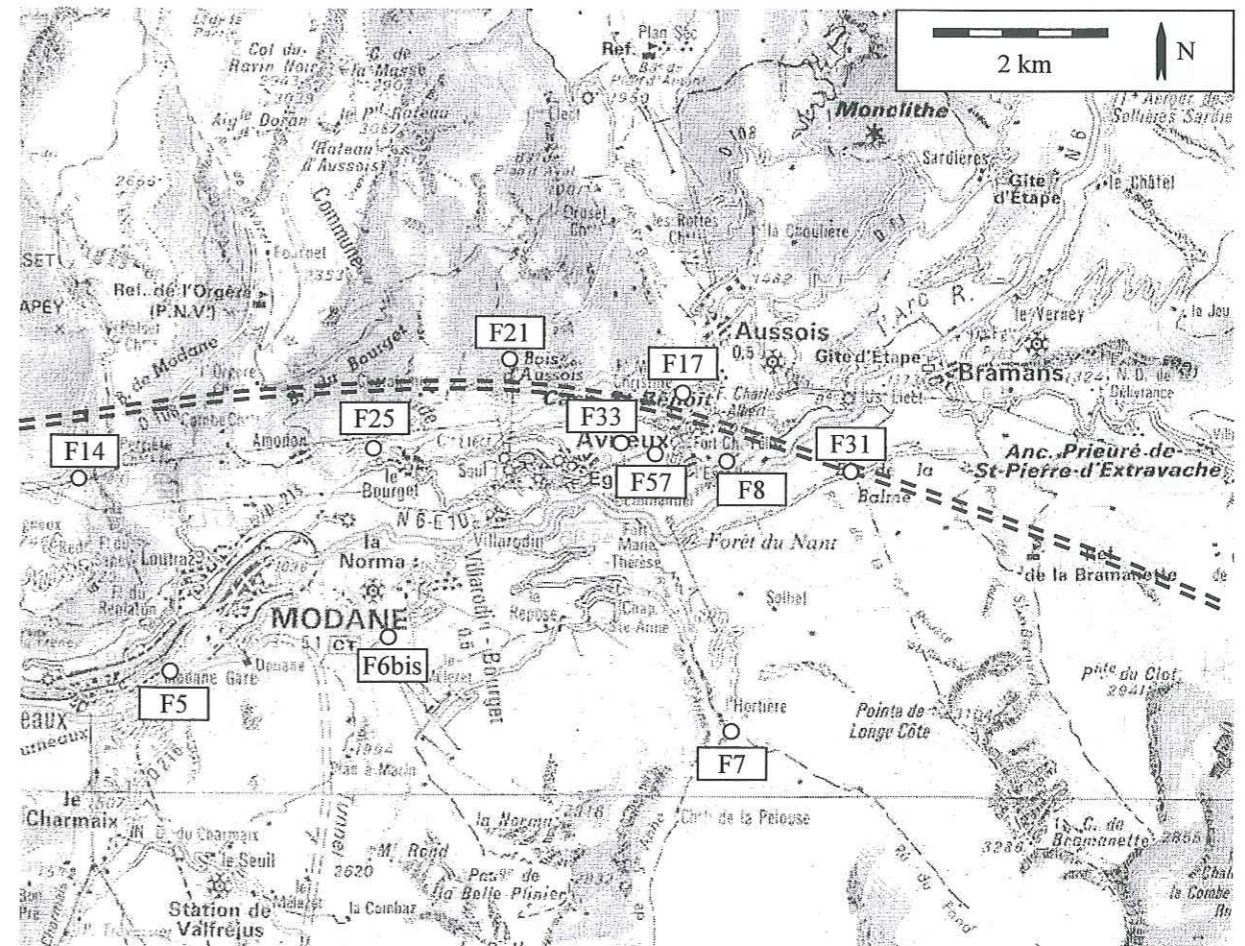


Figure C-13. Localisation des points de mesure HTPF autour de la vallée de l'Arc.

C.3.2. Les forages proches du fond de la vallée (F5, F8, F17, F25, F31, F33 et F57).

Ces sept forages se trouvent tous à moins d'un kilomètre du fond de la vallée de l'Arc, entre Fourneaux à l'Ouest et Bramans à l'Est ; l'altitude moyenne des zones de mesure HTPF est environ inférieure de 300 m à la cote de l'Arc, sauf pour le F25 où l'écart n'est que de 50 m.

Les lithotypes rencontrés au niveau des zones de mesures HTPF reflètent la complexité géologique locale :

- le forage F31 est situé dans la zone piémontaise en rive gauche de l'Arc : il a traversé des calcschistes (nappe des Schistes Lustrés), puis la semelle d'anhydrite triasique emballant de nombreux blocs de dolomie dans laquelle a été faite la mesure.
- les six autres forages sont situés dans la zone Briançonnaise, en rive droite ou à proximité immédiate de la rivière ; suivant les cas, les mesures de contraintes ont été faites dans du gneiss du Sapey (F5), des calcaires et dolomies (F8), des micaschistes du Permo-Trias (F17), des quartzites triasiques (F25) ou des quartzites phylliteux et micaschistes permo-triasiques (F33 et F57).

Avant de regarder en détail les résultats des mesures, il convient tout d'abord de considérer leurs fiabilités respectives. Celles-ci diffèrent nettement d'un forage à l'autre, comme le montre le Tableau C-11.

Tableau C-11. Qualité des mesures proches du fond de vallée de l'Arc.

Forage	F5	F8	F17	F25	F31	F33	F57
Classe de qualité	A	A	A	C	B	C	A

Les mesures faites dans les forages F5, F8, F17 et F57 sont créditées du meilleur degré de confiance (classe A). Celle faite dans le forage F31 est elle aussi assez fiable, avec toutefois certaines réserves dues à la dispersion élevée des zones de test ($\Delta f = 378$ m) qui la place en classe B. Enfin les mesures dans les forages F33 et surtout F25 sont peu fiables (classe C) à cause du nombre très important de fractures repérées à la paroi du forage au niveau de chaque zone de test ($n_f/n_t = 3.8$ pour le F33 et 8.2 pour le F25) qui rend très aléatoire l'application de la méthode HTPF.

Il est intéressant de remarquer que les deux mesures de classe C ont été faites dans des quartzites, une roche très fragile et « fracturable ». Sous l'effet de la pressurisation de la chambre de test, il se crée dans la roche une multitude de fractures enchevêtrées et non une fracture unique comme le voudrait la théorie. La méthode de mesure de contraintes HTPF semble donc mal adaptée à ce type de roche.

Toutes les mesures ont été interprétées en faisant les hypothèses suivantes (modèle Lin6) :

1. les directions principales des contraintes sont constantes sur tout l'intervalle de test ;
2. la verticale est une direction principale du tenseur des contraintes ;
3. extrapolée à la profondeur nulle (tête du forage), la contrainte verticale doit être nulle.

Nous obtiendrons donc deux contraintes principales horizontales (σ_h ou σ_H) et une verticale (σ_v).

Les résultats de ces mesures, rapportés à l'altitude moyenne de chaque zone de tests, sont reportés dans le Tableau C-12.

Tableau C-12. Résultats des mesures proches du fond de vallée de l'Arc.

z : altitude moyenne de la zone de mesure ; $\gamma \cdot h$: contrainte lithostatique calculée ; σ_v : valeur de la contrainte verticale mesurée ; σ_h (resp. σ_H) : valeur de la contrainte horizontale mineure (resp. majeure) mesurée.

	Forage	z (m)	$\gamma \cdot h$ (MPa)	σ_v (MPa)	σ_h (MPa) et azimut	σ_H (MPa) et azimut
Classe A	F5	894	4.3	8.7	5.3 (N82)	8.5 (N172)
	F8	839	10.6	15.3	7.2 (N35)	13.5 (N145)
	F17	735	13.9	18.1	8.5 (N91)	13.6 (N181)
	F57	831	11.2	12.0	10.0 (N121)	15.4 (N211)
Classe B	F31	864	24.6	37.4	8.1 (N43)	22.8 (N133)
Classe C	F25	1018	8.0	3.0	3.9 (N135)	12.8 (N45)
	F33	751	11.0	15.5	15.3 (N33)	28.3 (N123)

Si l'on excepte le forage F25 où la qualité de la mesure de contraintes réalisée est très douteuse, ces états de contraintes présentent des similitudes intéressantes.

Tout d'abord, la contrainte verticale est nettement supérieure à la contrainte lithostatique $\gamma \cdot h$, dans un rapport allant de 1.1 à 2.0. C'est un résultat normal en fond de vallée, qui traduit simplement un report en vallée d'une partie des masses des montagnes situées de part et d'autre.

Par ailleurs les contraintes horizontales mesurées présentent une anisotropie importante : le rapport σ_H/σ_h varie entre 1.6 et 2.8 pour les quatre mesures considérées. La direction de la contrainte horizontale majeure est de $N175 \pm 45^\circ$, un intervalle qui englobe la perpendiculaire à la vallée de l'Arc.

On trouve donc dans ces sondages un état de contraintes typique d'un fond de vallée, caractérisé par une contrainte verticale forte et des contraintes horizontales anisotropes, dont la plus grande est orientée globalement perpendiculairement à la vallée.

C.3.3. Les forages en versant Nord de l'Arc (F14 et F21).

Ces deux forages se trouvent en rive droite de l'Arc dans la zone Briançonnaise, à une distance comprise entre un et deux kilomètres du fond de vallée.

Les mesures HTPF ont été faites à 300 m environ sous la cote de l'Arc, dans des quartzites pour le F14, et des micaschistes pour le F21. Elles sont de qualité médiocre (classe C) à cause du nombre important de fractures relevées sur les empreintes de paroi ($n_f/n_t = 3.3$ pour le F14 et 2.3 pour le F21). Comme nous l'avons vu pour les forages F25 et F33 (voir § C.3.2.), la mauvaise fiabilité de la mesure faite dans le forage F14 peut certainement être attribuée à la présence de quartzites.

Ces mesures ont été interprétées avec le modèle Lin6 ; les résultats obtenus sont rassemblés dans le Tableau C-13.

Tableau C-13. Résultats des mesures en versant Nord de l'Arc.

Mêmes notations que pour le Tableau C-12.

	Forage	z (m)	$\gamma \cdot h$ (MPa)	σ_v (MPa)	σ_h (MPa) et azimut	σ_H (MPa) et azimut
Classe C	F14	795	22.1	21.3	14.5 (N91)	37.1 (N1)
	F21	824	19.1	20.4	10.4 (N24)	17.1 (N114)

Comme dans le cas des forages proches du fond de vallée, on observe en versant Nord une anisotropie marquée des contraintes horizontales ($\sigma_H/\sigma_h = 1.6$ à 2.5). La situation est par contre différente pour les contraintes verticales, qui sont cette fois proches de la contrainte lithostatique $\gamma \cdot h$.

L'effet topographique dû à l'Arc est donc moins évident pour ces deux sondages un peu plus éloignés de la vallée.

C.3.4. Les forages en versant Sud de l'Arc (F6bis et F7).

Ces deux derniers forages sont plus éloignés du fond de vallée, jusqu'à 2.5 km au Sud de l'Arc pour le F7. Comme le forage F31 analysé précédemment, ils ont traversé la nappe des Schistes Lustrés, puis sa semelle d'anhydrite dans laquelle les tests HTPF ont été faits.

La mesure dans le forage F7 est de bonne qualité (classe A) et son résultat est donc très fiable. Celle du forage F6bis est une peu moins fiable (classe B) à cause de l'espacement important entre les différentes zones de test ($\Delta f = 211$ m).

Elles ont été interprétées avec le modèle Lin6 (voir les résultats dans le Tableau C-14).

Tableau C-14. Résultats des mesures en versant Sud de l'Arc.

Mêmes notations que pour le Tableau C-12.

	Forage	z (m)	$\gamma \cdot h$ (MPa)	σ_v (MPa)	σ_h (MPa) et azimut	σ_H (MPa) et azimut
Classe A	F7	753	29.7	21.4	20.2 (N7)	23.5 (N97)
Classe B	F6bis	629	24.9	8.5	15.1 (N35)	48.7 (N125)

La zone de mesure du forage F7 se trouve à 2.5 km au Sud de l'Arc, et environ à 350 m sous la cote du fond de vallée. L'état de contraintes mesuré est très différent de ceux obtenus pour les forages plus proches de la vallée. Nous avons ici un état quasiment isotrope puisque le rapport des modules des contraintes principales extrêmes est très faible : $\sigma_1 / \sigma_3 = 1.15$; du fait de la quasi isotropie, la direction de la contrainte horizontale majeure indiquée (N97) n'a donc pas de réelle signification physique. Ce n'est toutefois pas un état de contrainte lithostatique, la contrainte moyenne mesurée ne valant que 75 % de $\gamma \cdot h$; on remarquera en particulier le déficit important de la contrainte verticale, qui rappelle ceux observés dans les forages F16 et S4 du massif d'Ambin.

On ne détecte donc pas au fond de ce forage d'effet topographique de fond de vallée.

Le cas du forage F6bis est très différent. L'état de contraintes mesuré y est particulier. Il se caractérise par une contrainte σ_H très forte (près de 50 MPa), une anisotropie très marquée dans le plan horizontal

(3.2), et une contrainte verticale très faible. Ces résultats atypiques peuvent probablement s'expliquer par des conditions locales particulières qui ont pu perturber le champ de contraintes, dont la principale est que le forage a traversé plusieurs cavités au-dessus de la zone de test. Par ailleurs la déviation du forage est importante.

C.3.5 Synthèse des résultats des mesures HTPF autour de la vallée de l'Arc.

Tous les résultats des mesures sont représentés sur la Figure C-14, avec pour chaque mesure une indication de sa fiabilité (classe A, B ou C).

Précisons tout d'abord que pour toutes ces mesures, l'interprétation avec le modèle Lin6, due à un nombre de tests par forage moins conséquent que pour les mesures du massif d'Ambin, nous a conduit à faire systématiquement l'hypothèse classique d'une direction principale verticale. Nous ne sommes cependant pas en mesure d'affirmer que les contraintes horizontales et verticales sont réellement des contraintes principales.

Nous avons classé les points de mesures de contraintes en trois groupes suivant leur position topographique. Si l'on excepte deux mesures atypiques (F6bis et F25), ces trois groupes correspondent de façon remarquable à trois types d'états de contraintes que nous rappelons :

- à moins d'un kilomètre du fond de vallée, et 300 m sous la cote de l'Arc : les contraintes horizontales sont anisotropes, orientées approximativement parallèlement et perpendiculairement à la vallée, et la contrainte verticale vaut entre 1.1 et 2.0 fois la contrainte lithostatique ;
- entre un et deux kilomètres en rive droite, et toujours 300 m sous la cote de l'Arc : les contraintes horizontales sont là aussi anisotropes, mais la contrainte verticale est cette fois très proche de la contrainte lithostatique ;
- à 2.5 kilomètres en rive gauche : les contraintes mesurées sont isotropes, et valent environ 75 % de la contrainte lithostatique.

L'influence de la topographie locale apparaît donc clairement dans ce secteur.

Un autre constat intéressant s'applique à la méthode de mesure elle-même. Dans ce secteur de la vallée de l'Arc, les mesures sont de qualité très variable et cette dispersion peut vraisemblablement être attribuée à la variété des types de roche testés. En particulier les mesures faites dans des quartzites, dans les forages F14, F25 et F33, soulèvent de grandes difficultés d'interprétation liées à la création au cours des tests de fracturation de nombreuses fractures enchevêtrées à la paroi du forage, et non d'une seule fracture plane sur laquelle on pourrait mesurer une pression de fermeture.

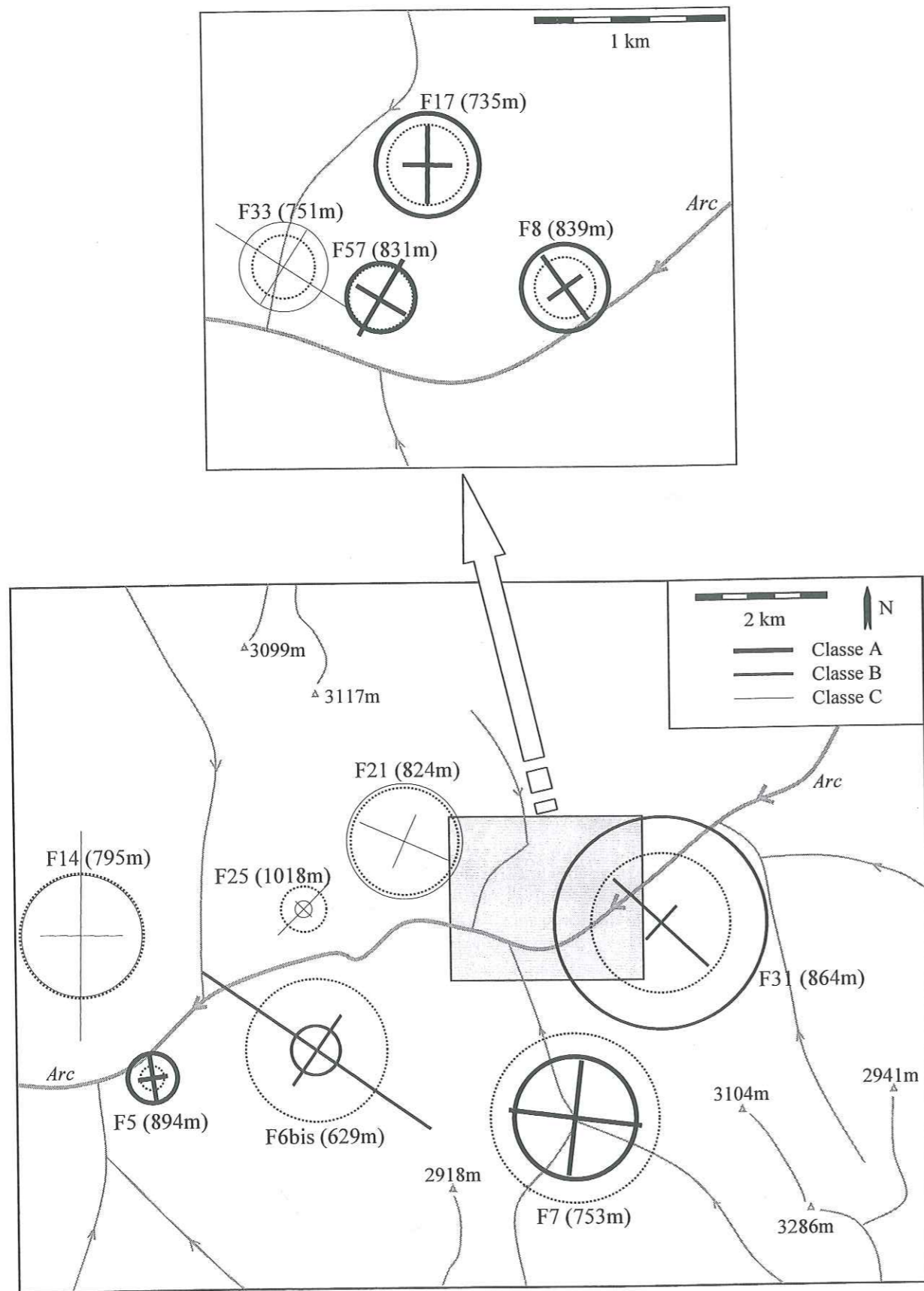


Figure C-14. État de contraintes mesuré autour de la vallée de l'Arc.
Mêmes notations que pour la Figure C-10.

C.4. Autres indicateurs sur l'état de contraintes in-situ.

C.4.1. Les déviations incontrôlées de forages.

Parmi les nombreux forages de reconnaissance verticaux réalisés dans le cadre de l'avant-projet du tunnel de base Maurienne – Ambin, six d'entre eux ont subi au cours du creusement des déviations incontrôlées importantes dans des directions assez stables : les forages F6bis en rive gauche de l'Arc, F14 et F21 en rive droite, F16 sous le vallon d'Ambin, et F30 et F30bis sous le vallon d'Etache. C'est d'ailleurs pour cela que le forage F30bis a été réalisé à quelques mètres seulement du forage F30: ce dernier ayant dévié très rapidement de la verticale (41° à 650 m) a dû être repris depuis la surface avec des précaution particulières sous le nom de F30bis.

Les déviations de ces six forages ont été mesurées tous les 50 mètres environ en inclinaison et en azimut et sont représentées sur la Figure C-15. Lorsque les contraintes ont été mesurées, la direction de σ_H est elle aussi représentée.

De telles déviations ont déjà été mesurées sur de nombreux autres forages dans des sites différents, et peuvent être expliquées de deux manières :

- dans une roche métamorphique anisotrope, il est courant qu'un forage vienne spontanément s'orienter perpendiculairement, ou éventuellement parallèlement, aux plans de schistosité ;
- une autre constatation, faite notamment par les pétroliers, est que dans un champ de contraintes anisotrope, un forage a facilement tendance à s'orienter parallèlement à la contrainte principale majeure.

Considérons tout d'abord les forages où les contraintes ont été mesurées par la méthode HTPF. Ce sont, d'une part, les forages F14, F16 et F21 où les azimuts des puits sont remarquablement proches des directions de σ_H mesurées (Tab. C-15) et, d'autre part, le forage F6bis qui échappe à cette règle puisque l'azimut du forage fait un angle de 60° à 70° avec σ_H . On se souvient toutefois que l'état de contraintes mesuré dans ce forage est très curieux, et peu représentatif (présence de cavités).

Il reste les forages F30 et F30bis où l'état de contraintes n'a pas été mesuré, mais où les déviations ont été les plus importantes ; les azimuts des deux puits sont semblables et très proches de celui du F16 et de la direction de σ_H qui y a été mesurée.

Pour compléter cette analyse, il faut considérer la structure géologique de chaque site et particulièrement pour les forages F16, F30 et F30bis où la schistosité est bien marquée et a une orientation régulière : dans ces trois forages, la schistosité est orientée Est – Ouest avec un pendage vers le Nord, elle est donc oblique par rapport aux azimuts des trois forages (Tab. C-15).

En conclusion, il semble que les déviations des forages considérés soient gouvernées par le champ de contraintes local et non par l'anisotropie des roches traversées. Ces observations apportent ainsi un argument supplémentaire en faveur des directions de σ_H mesurées dans les forages F14, F21 et F16. Elles donnent également un élément intéressant sur l'état de contraintes sous le vallon d'Etache où ont été forés le F30 et le F30bis : suivant cette interprétation, σ_H devrait être orientée aux environs de N110.

Tableau C-15. Déviations des forages F6bis, F14, F16, F21, F30 et F30bis.

Forage	F6bis	F14	F16	F21	F30	F30bis
Direction de déviation du forage	N60	N0	N130 à N140	N70 à N130	N110	N110 à N120
Azimut de σ_H	N125	N0	N130	N110	/	/
Azimut des plans de schistosité	/	/	N0	/	N0	N0

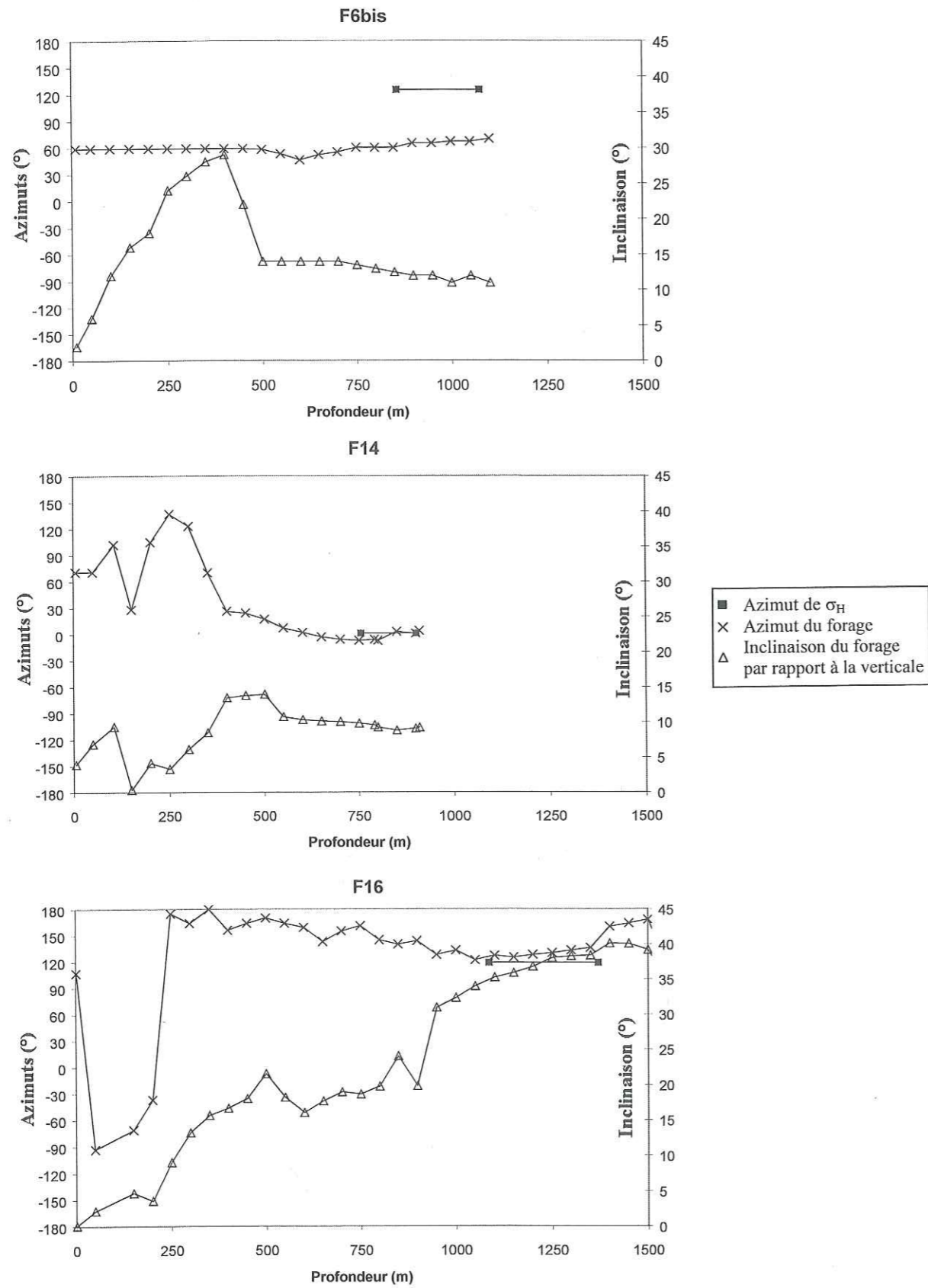


Figure C-15. Déviations des forages F6bis, F14, F16, F21, F30 et F30bis et comparaison avec les directions de σ_H mesurées.

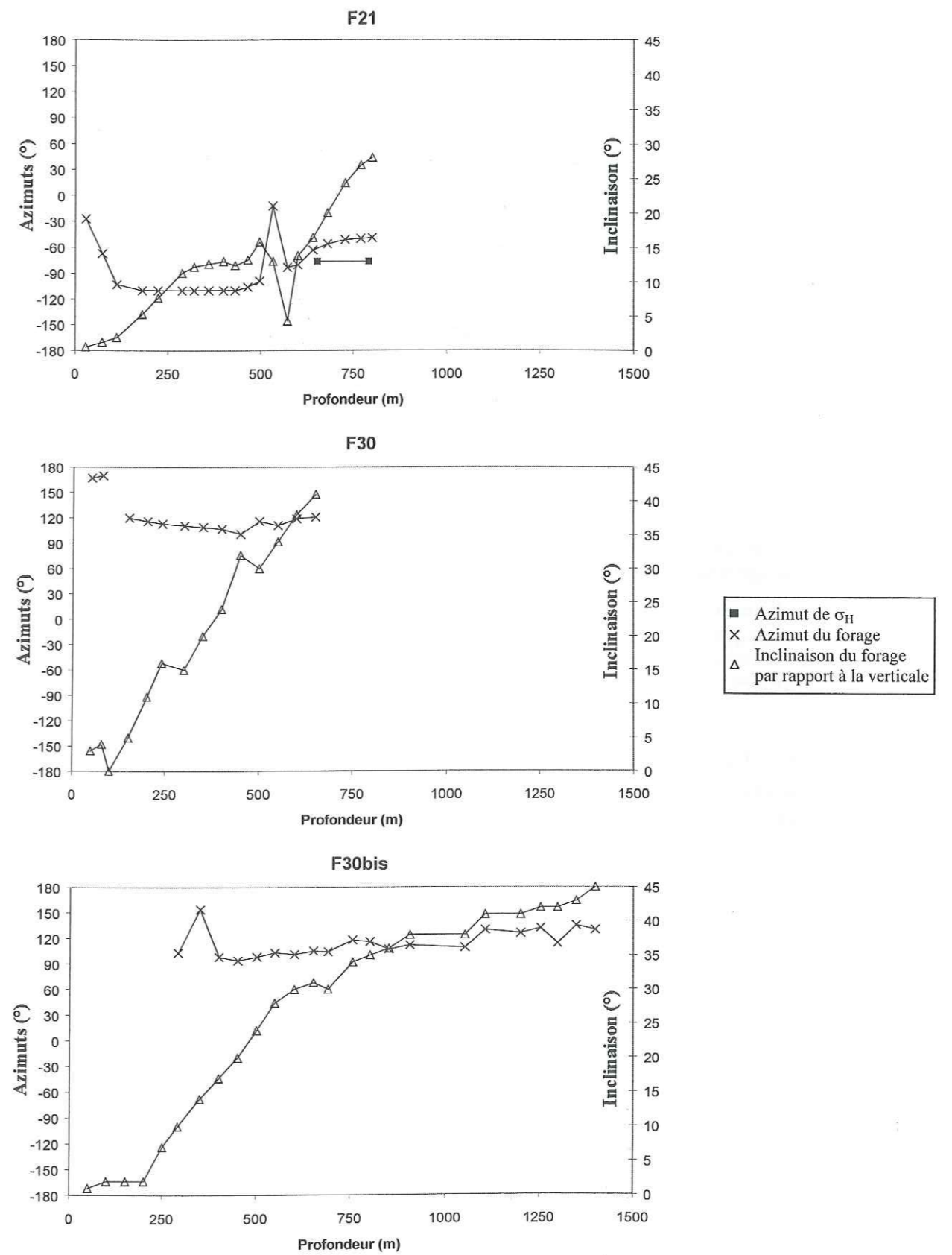


Figure C-15 (suite). Déviations des forages F6bis, F14, F16, F21, F30 et F30bis et comparaison avec les directions de σ_H mesurées.

C.4.2. Les déformations de forages.

C.4.2.1. Les différents types de déformations.

L'observation détaillée des parois de forages dans le but de détecter d'éventuelles anomalies fournit dans certains cas des indications complémentaires intéressantes sur le champ de contraintes in-situ. Les outils utilisés pour faire ces observations sont principalement de deux types :

- les outils mesurant des vitesses soniques, comme le BHTV (BoreHole TeleViewer) ou l'UBI (Ultrasonic Borehole Imager). Ces outils sont composés d'un émetteur et d'un récepteur d'ultrasons ; placés à l'intérieur du forage, ils émettent des ultrasons en direction de la paroi et mesurent en retour le temps de transit de l'onde et l'atténuation du signal. Ces deux mesures sont converties pour l'une en une mesure du rayon du forage dont on déduit la géométrie du trou, et pour l'autre par une indication sur l'état de surface de la paroi qui permet de détecter la présence de fractures recoupant le forage ;
- les outils mesurant des résistances électriques comme le FMI (Formation MicroImager) ou FMS (Formation MicroScanner). Ces outils permettent d'établir une image en résistivité électrique de la paroi sur laquelle apparaissent clairement les fractures présentes.

Deux types de déformations peuvent être détectés par ces méthodes (Engelder, 1993). Il s'agit (Fig. C-16) :

1. de déformations induites par la foration, lorsque l'outil de forage est instable : cela peut prendre la forme d'un alésage (*reaming*) qui ovalise le trou, ou d'un "trou de serrure" (*keyseat*) ;
2. de déformations induites par le champ de contraintes local : ce sont des ruptures à la paroi (*breakouts*) provoquées par un excès de contrainte tangentielle, des fractures induites (*induced tensile fractures*) perpendiculaires à la contrainte principale mineure et des glissements sur plans de failles préexistants (*shearing*).

Seul le deuxième type de déformations nous intéresse ici.

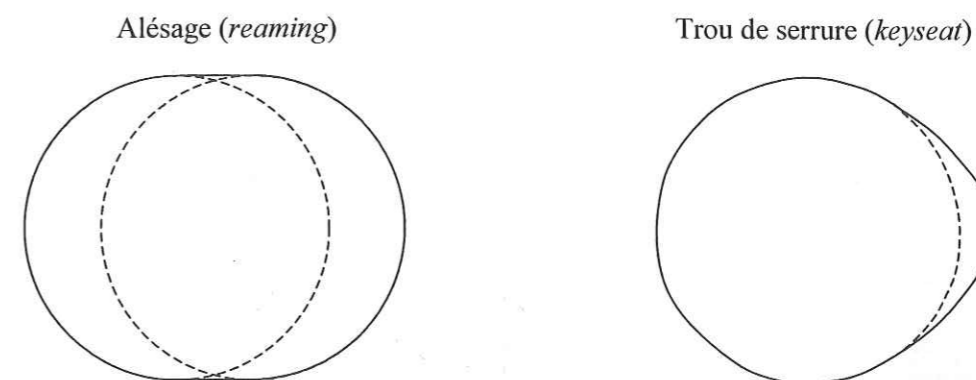
Les images BHTV prises dans les forages F16, F30, F30bis et F31 ont été traitées pour détecter la présence de glissements sur plans de failles (Gaia, 1997 et Gaia, 1999). Ont ainsi été relevés 19 événements dans le F16, 74 dans le F30, 84 dans le F30bis et 34 dans le F31.

Après un paragraphe théorique consacré à l'interprétation de ces événements en termes de contraintes naturelles, nous évaluerons en C.4.2.3. l'apport de ces nouvelles observations à la connaissance du champ de contraintes dans les zones traversées par le tunnel Maurienne - Ambin.

C.4.2.2. Interprétation des glissements sur plans de failles (Célérier, 1988).

Le phénomène étudié est la réactivation en mode normal, inverse ou décrochant d'un plan préexistant au forage. Cette réactivation est due à un excès de contrainte de cisaillement sur le plan, qui excède la résistance du plan. Ce phénomène peut être consécutif à la foration lorsque celle-ci, en provoquant une augmentation de la pression interstitielle dans la roche encaissante, diminue la contrainte normale effective agissant sur le plan de fracture.

Phénomènes induits par la foration, vus en coupe :



Phénomènes induits par l'état de contraintes, vus en perspective :

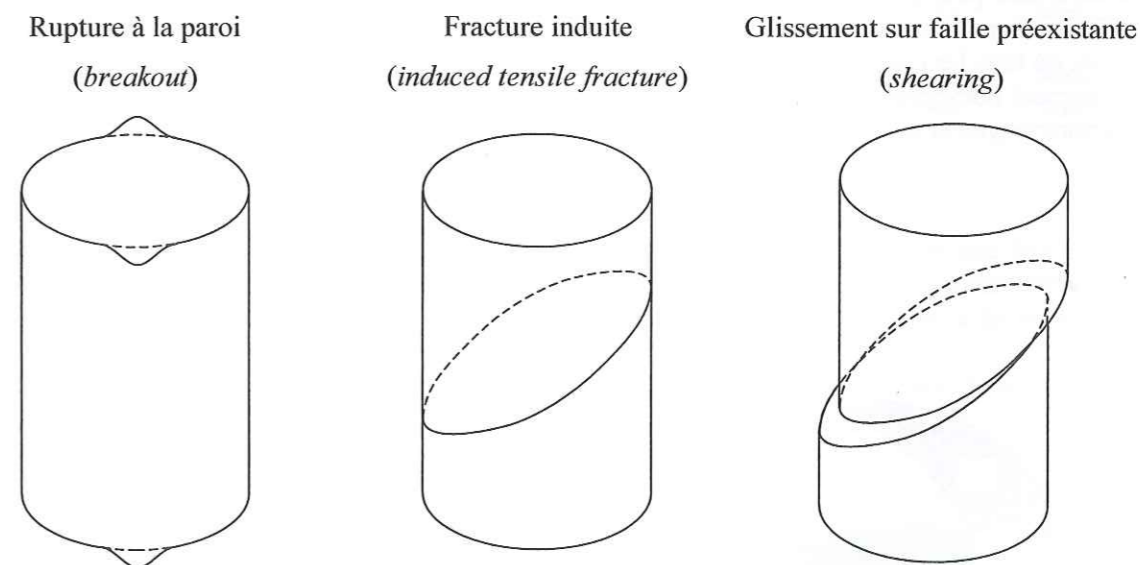


Figure C-16. Les différents types de « déformations » de forages.

Pour qu'il apparaisse, le phénomène nécessite l'existence d'une contrainte de cisaillement forte sur le plan de fracture, et donc la vérification des deux conditions suivantes :

1. le champ de contraintes doit être anisotrope ;
2. le plan de fracture doit être oblique par rapport aux trois directions principales du tenseur des contraintes in-situ.

De plus, la direction du glissement doit être approximativement parallèle à la direction de la contrainte tangentielle maximale sur le plan de fracture.

La détection de l'existence d'un glissement sur plan de fracture préexistant ainsi que le repérage du plan de fracture (azimut et pendage) et de la direction du glissement nous renseigne donc indirectement sur l'état de contraintes in-situ.

De la façon la plus simple, l'analyse d'un événement en termes de directions des contraintes in-situ se fait par la méthode graphique des dièdres P et T (Angelier, 1984), utilisée classiquement pour l'analyse des mécanismes au foyer de séismes. Cette méthode consiste à reporter sur un stéréogramme le plan de fracture et le plan perpendiculaire à la direction du glissement. Ces deux plans sont perpendiculaires ; dans chaque hémisphère, ils délimitent deux dièdres occupant chacun exactement un demi-hémisphère, dont l'un (dièdre P) doit contenir la direction de σ_1 et l'autre (dièdre T) la direction de σ_3 .

Pour savoir quel est le dièdre P et quel est le dièdre T, il suffit de considérer qu'en mode normal la direction verticale est dans le dièdre P, alors qu'en mode inverse elle est dans le dièdre T (Fig. C-17) ; lorsque le mouvement est purement décrochant, la connaissance du mode dextre ou sénestre permet de choisir entre les deux possibilités.

Si l'on a repéré plusieurs événements dans une même zone, il suffit d'appliquer la méthode à chacun d'entre eux puis de superposer tous les dièdres obtenus ; la direction de σ_1 devra se situer dans l'intersection de tous les dièdres P, et la direction de σ_3 dans l'intersection de tous les dièdres T. Dans le cas où tous les événements se sont produits sur une même famille de plans et avec des directions de glissement homogènes, on pourra se contenter d'un seul stéréogramme sur lequel figurent le plan de fracture moyen et le plan perpendiculaire à la direction de glissement moyenne.

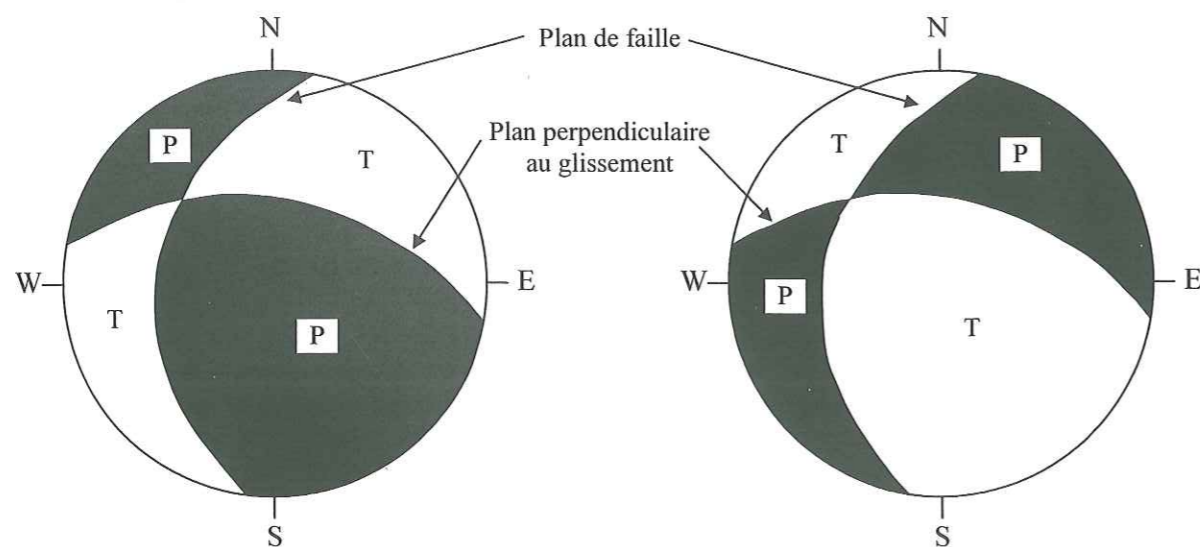


Figure C-17. La méthode des dièdres P et T (d'après Angelier, 1984).

A gauche, faille jouant en *mode normal* ; à droite, faille jouant en *mode inverse*.

C.4.2.3. Interprétation des événements observés dans les forages F16, F30, F30bis et F31.

Des glissements sur plans de failles préexistants ont donc été observés dans les forages F16, F30, F30bis et F31. Le Tableau C-16 récapitule les données acquises sur ces observations, avec pour chaque forage la gamme de profondeurs dans laquelle ont été faites les mesures, le nombre d'observations, l'orientation moyenne des plans ayant joué (pour le F31, deux familles de plans sont représentées), la direction moyenne des déplacements mesurés et enfin le mode dominant mis en jeu (dextre, sénestre, normal ou inverse).

Précisons d'emblée que ces données ne sont pas d'une très grande fiabilité du fait du bruitage très fréquent des images BHTV examinées, et de la difficulté à estimer les composantes verticales des déplacements qui se traduit dans certains cas par une incertitude sur le mode mis en jeu (doute possible entre normal et inverse).

Tableau C-16. Glissements sur plans de failles observés dans les forages F16, F30, F30bis et F31.

Forage	Profondeur	Nombre d'observations	Plan de fracture Azimut (°)	Pendage (°)	Direction du glissement (°)	Mode dominant
F16	270 à 961 m	19	5 ± 47	44 ± 16	102 ± 23	Décrochement dextre
F30	301 à 640 m	74	333 ± 30	57 ± 15	329 ± 43	Normal
F30bis	270 à 735 m	48	321 ± 29	39 ± 11	315 ± 32	Normal
	986 à 1451 m	36	349 ± 17	50 ± 9	344 ± 31	Normal
	270 à 1451 m	84	333 ± 28	44 ± 11	323 ± 33	Normal
F31 : 1 ^{ère} famille	708 à 1167 m	20	142 ± 45	28 ± 8	99 ± 63	Normal
F31 : 2 ^{ème} famille	708 à 1167 m	14	345 ± 42	26 ± 15	282 ± 66	Normal

Ces données amènent les commentaires suivants :

- *Forage F16.* Les données sont relativement peu nombreuses, et sont étagées une hauteur importante. On remarquera toutefois la bonne homogénéité des orientations des plans relevés, qui s'explique certainement par le fait que ce sont souvent des plans de schistosité dont l'orientation est elle-même bien régulière (azimut moyen 0°, voir § B.1.). Les déplacements n'ont en général pas de composante verticale : ce sont des mouvements décrochants, en mode dextre pour leur grande majorité. Tous les plans relevés sont au-dessus de la zone des tests HTPF (profondeur 1086 à 1370 m).
- *Forages F30 et F30bis.* Les données sont beaucoup plus nombreuses. Ces deux forages donnent des résultats similaires, ce qui est normal étant donnée leur proximité. Comme pour le forage F16, les orientations des plans sont bien homogènes, et ce sont généralement des plans de schistosité (comme pour le F16, la schistosité a ici une orientation régulière d'azimut moyen 0°). On note dans le forage F30bis une légère évolution des azimuts avec la profondeur, de l'ordre de grandeur de la dispersion des mesures ; cette évolution nous semble cependant trop faible pour en tenir compte dans l'analyse, et nous considérerons donc tous les plans du F30bis simultanément. Dans ces deux forages, les mouvements détectés sont en mode normal.
- *Forage F31.* La zone d'étude (profondeur 370 à 1200 m) est entièrement dans des roches mécaniquement isotropes qui n'induisent pas d'orientation privilégiée des plans. On a relevé deux familles conjuguées de plans de glissement, chacune d'elles étant uniformément représentée sur tout l'intervalle de profondeur. Quasiment tous les mouvements se sont produits en mode normal.

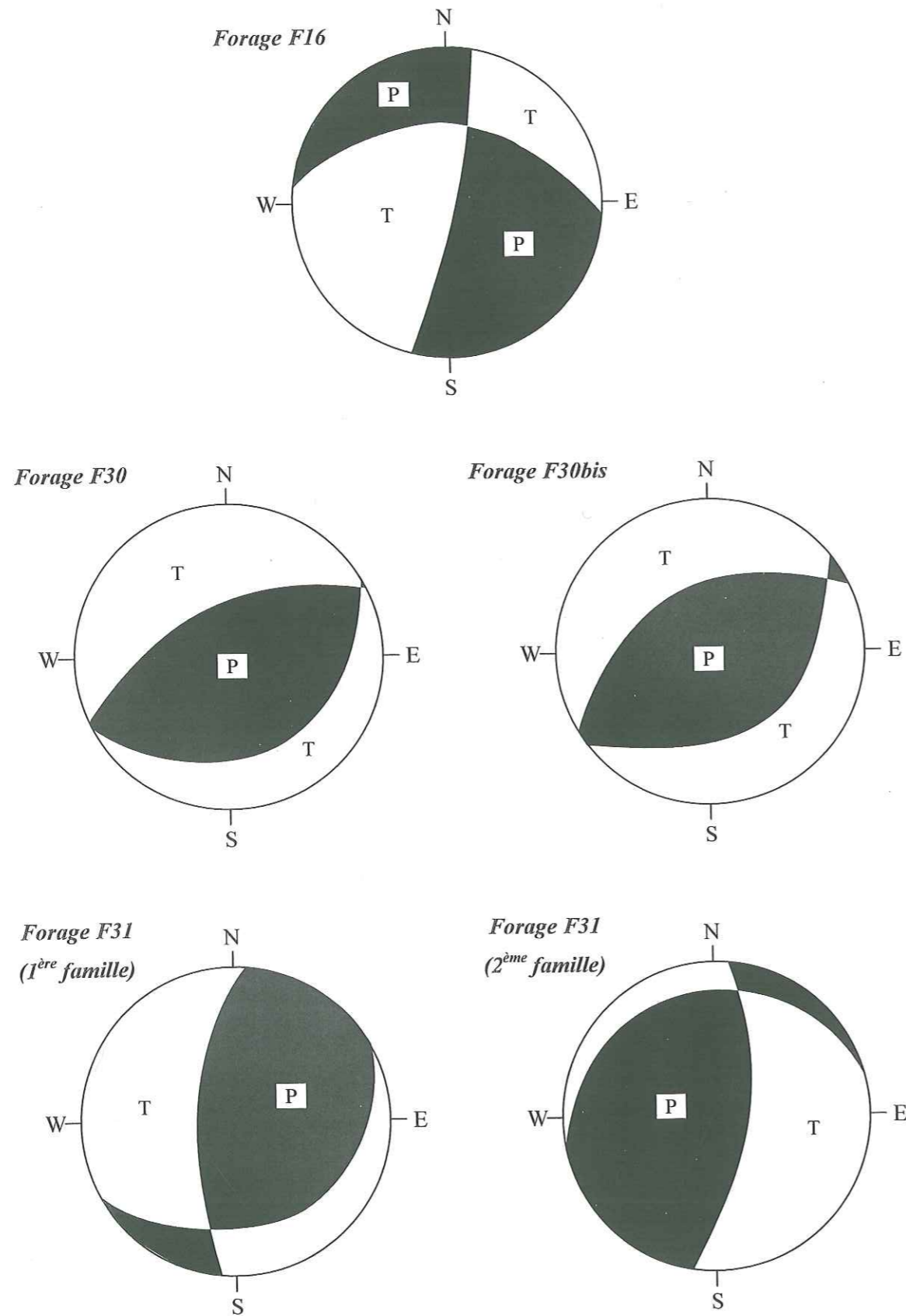


Figure C-18. Dièdres P et T pour les forages F16, F30, F30bis et F31.

La relativement bonne cohérence des données nous permet d'appliquer la méthode des dièdres P et T aux quatre forages en ne considérant à chaque fois que le plan de faille moyen et la direction de déplacement moyenne ; pour le F31, les deux familles de plans sont traitées séparément. Nous avons reporté sur la Figure C-18 les dièdres ainsi obtenus.

En termes de contraintes naturelles, en supposant qu'une contrainte principale est toujours verticale, nous aboutissons donc aux conclusions suivantes :

- *Forage F16.* σ_v serait la contrainte intermédiaire ($\sigma_h < \sigma_v < \sigma_H$), et σ_H serait orientée entre N120 et N170.
Cette estimation de la direction de σ_H est compatible avec celle mesurée par fracturation hydraulique à plus forte profondeur (N120 à N135, voir § C.2.2.).
Quant à la contrainte verticale, elle serait plus forte que celle mesurée, ce qui peut s'expliquer de deux manières : d'une part la profondeur de la mesure HTPF est différente de celle où ont été observés les glissements sur plans de faille, et d'autre part le module de σ_v était, contrairement à σ_H et σ_h , très faiblement contraint par la mesure HTPF et donc assorti d'une forte incertitude.
- *Forages F30 et F30bis.* Les états de contraintes dans ces deux forages sont heureusement similaires. La contrainte verticale serait la contrainte majeure ($\sigma_h < \sigma_H < \sigma_v$), et σ_H serait orientée entre N35 et N85.
L'état de contraintes n'a pas été mesuré ici, et la seule information disponible est la déviation incontrôlée du forage (voir § C.4.1.) qui laissait prévoir une direction de σ_H plutôt proche de N110.
- *Forage F31.* Les deux familles de plans sont bien compatibles d'après notre analyse. La contrainte verticale serait la contrainte majeure ($\sigma_h < \sigma_H < \sigma_v$), et σ_H serait orientée entre N10 et N60.
Nous n'avons ici aucune autre indication, directe ou indirecte, sur l'état de contraintes naturelles. Il faut donc faire confiance aux nouveaux résultats obtenus, dont la fiabilité semble assez bonne du fait de la présence des deux familles de plans conjuguées, parfaitement compatibles.

Globalement, en attendant confirmation par d'autres analyses des cisaillements en forage, on peut dire que les informations données par cette méthode sont en assez bonne concordance avec les mesures de contraintes (F16) et avec les déviations de forages mesurées (F30 et F30bis).

C.5. Synthèse des mesures in-situ.

L'ensemble des informations disponibles (mesures HTPF, observation des déviations incontrôlées de certains forages et des déformations apparues à la paroi de certains autres) nous permet de nous faire une bonne idée du champ de contraintes naturelles autour de la vallée de l'Arc et dans le massif d'Ambin.

Les principales indications nous sont fournies par les quinze mesures de contraintes en forage, réalisées par la méthode HTPF. L'interprétation de phénomènes liés indirectement à l'état de contraintes in-situ apporte elle aussi des informations intéressantes, qui complètent dans certains cas les mesures existantes (cas des forages F14, F16 et F21), ou sont dans d'autres cas les seules données disponibles (forages F30, F30bis et F31).

Toutes ces informations sont synthétisées dans le modèle interprétatif que nous proposons sur la Figure C-19.

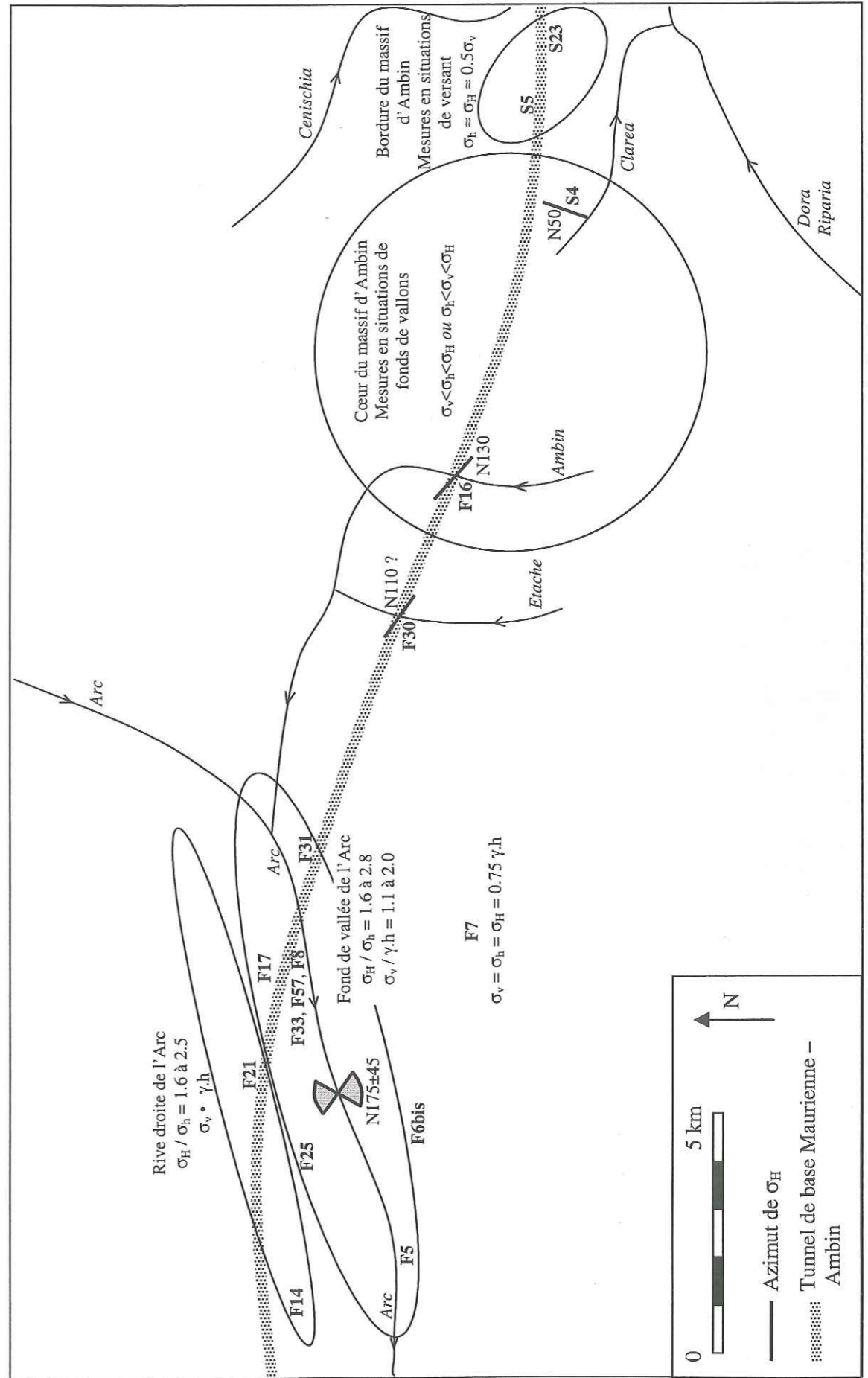


Figure C-19. Modèle interprétatif proposé pour le champ de contraintes naturelles, de la vallée de l'Arc au massif d'Ambin.

Chapitre D

La modélisation numérique des contraintes.

D.1. Introduction.

D.1.1. Objectif de la modélisation numérique.

L'objectif de la modélisation numérique des contraintes que nous présentons est de déterminer, d'un point de vue théorique, les champs de contraintes naturelles que l'on peut rencontrer dans un massif rocheux de topographie quelconque, ayant un comportement mécanique élastique isotrope ou anisotrope.

On ne s'intéressera donc pas ici à l'origine des contraintes naturelles. On ne considérera pas non plus l'évolution de ces contraintes dans le temps, qui pourrait être due par exemple à la présence antérieure de glaciers ou au creusement récent des vallées, puisque l'historique du chargement n'a aucune influence sur le résultat d'un calcul en élasticité.

On cherchera en revanche à préciser la façon dont la topographie de surface, les paramètres élastiques des roches et les conditions aux limites latérales (influence de la tectonique) conditionnent les états de contraintes pouvant exister dans un massif montagneux, pour déterminer finalement un ensemble de champ de contraintes admissibles, c'est-à-dire compatibles avec les lois de la mécanique des milieux continus.

L'hypothèse de l'élasticité est une hypothèse critiquable pour les massifs rocheux. Comme dans toutes les approches du comportement mécanique des géomatériaux, et par exemple dans le très classique problème des contraintes sous les fondations, nous l'employons ici en la considérant comme une première approximation se prêtant bien à la modélisation. D'autres lois de comportement pourraient être introduites ultérieurement dans la suite de cette étude.

Pour calculer le champ de contraintes régnant dans un massif rocheux de topographie donnée et soumis à des conditions aux limites données, il existe a priori deux méthodes. La première consiste à rechercher une solution analytique exacte au problème par application directe des lois de la mécanique des milieux continus ; comme nous le verrons ci-dessous, cette méthode est limitée par les capacités du calcul analytique à des structures très simples, souvent bien éloignées des massifs rocheux que l'on souhaite modéliser.

La seconde consiste à rechercher une solution numérique approchée au problème en utilisant une méthode numérique, de type éléments finis ou différences finies ; l'inconvénient d'avoir recours à une approximation numérique est compensé par la possibilité de modéliser des cas très réalistes en trois dimensions, la seule limitation venant des capacités de calcul des ordinateurs. Dans notre analyse bibliographique, nous évoquerons en particulier deux exemples de modélisations réalisées sur des parties du massif d'Ambin ; ces calculs seront repris ultérieurement pour comparaison avec nos propres résultats.

Après avoir étudié les possibilités et les limitations de chacune des deux méthodes, nous exposerons au § D.1.4. la démarche de modélisation que nous avons adoptée pour notre cas particulier.

D.1.2. Etude bibliographique : calculs analytiques.

Il est difficile de déterminer analytiquement le champ de contraintes dans un massif rocheux à surface irrégulière. Deux grands types de méthodes analytiques sont proposés dans la littérature. C'est d'une part la méthode de transformation conforme (*exact conformal mapping method*) étudiée initialement

par Akhpatelov et Ter-Martirosyan (1971) et reprise plus récemment par Savage et al. (1985) et Savage et Swolfs (1986) ; cette méthode est limitée à des milieux isotropes à topographie bidimensionnelle fortement lissée. C'est d'autre part la méthode de perturbation (*perturbation method*) qui permet d'étudier des milieux isotropes ou anisotropes ayant tout type de topographie en 2D dès lors que les pentes n'excèdent pas 10 %.

En dépit de leurs limitations qui empêchent de les appliquer directement à des problèmes réels, ces méthodes analytiques mettent en évidence l'influence majeure que peut avoir la topographie sur les contraintes naturelles.

Gravité seule.

Considérons tout d'abord le cas de vallées et collines symétriques semi-infinies (Fig. D-1) soumises à la gravité seule en condition de déformations planes. Lorsque la roche est isotrope, Savage et al. (1985) ont montré que des contraintes horizontales se développent en compression à proximité des lignes de crêtes et en traction sous les fonds de vallées (Fig. D-2), et ce d'autant plus que le coefficient de Poisson de la roche est élevé. L'extension latérale des zones de traction augmente lorsque les vallées s'élargissent, et l'élargissement des collines se traduit par un approfondissement de la zone des contraintes perturbées par la topographie.

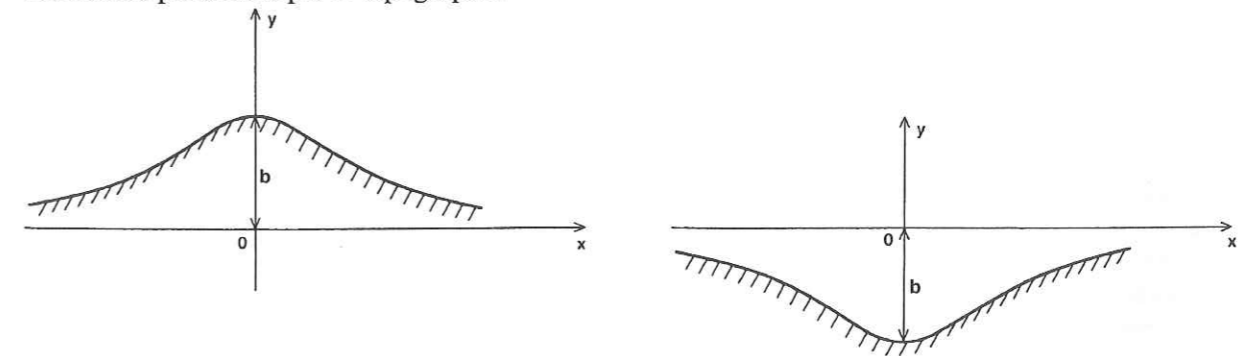


Figure D-1. Montagne (à gauche) et vallée (à droite) semi-infinies modélisées par Savage et al. (1985) et Pan et al. (1994).

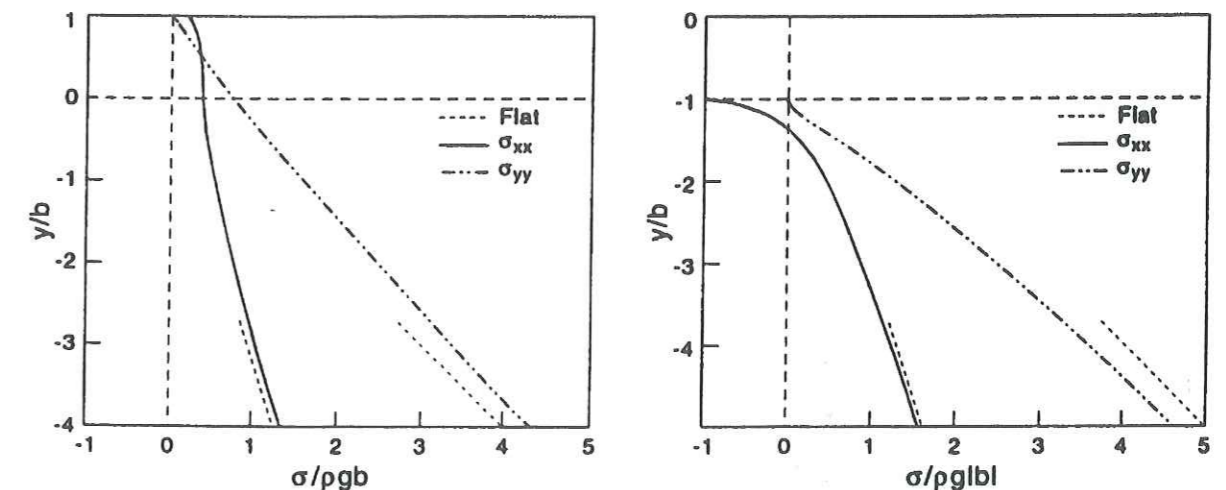


Figure D-2. Gravité seule : contraintes horizontales (σ_{xx}) et verticales (σ_{yy}) calculées sous la montagne (à gauche) et sous la vallée (à droite) par Savage et al. (1985).

ρg : poids volumique de la roche ; b : voir Fig. D-1 ; $\nu = 0.25$.

Prise en compte de l'anisotropie.

Pan et al. (1994) ont étudié un massif ayant la même topographie constituée de crêtes et vallées symétriques, et cette fois un comportement transversalement isotrope défini par les paramètres E, E', G, G', ν, ν' ($E > E', G > G'$) et par le pendage ψ des plans d'anisotropie. Ils ont démontré que les contraintes calculées ne dépendaient que des rapports adimensionnels $E/E', G/G', \nu$ et ν' , et bien sûr de l'angle ψ ; dans le cas isotrope, on retrouve ainsi que le seul paramètre de la roche influant sur les valeurs des contraintes est le coefficient de Poisson ν .

A une profondeur donnée, les contraintes horizontales calculées diminuent lorsque l'angle ψ augmente; elle sont donc maximales lorsque l'anisotropie est horizontale ($\psi = 0^\circ$) et minimales lorsque l'anisotropie est verticale ($\psi = 90^\circ$). Pour une valeur donnée de E/E' , le rapport G/G' n'a aucune influence sur les contraintes horizontales pour $\psi = 0^\circ$ ou $\psi = 90^\circ$, mais a une influence dès lors que les plans d'anisotropie sont inclinés: une augmentation de G/G' conduit à une augmentation des contraintes horizontales calculées, et en particulier à une réduction de la zone de traction en fond de vallée. Pour une valeur donnée de G/G' , une augmentation du rapport E/E' conduit à une augmentation des contraintes horizontales surtout lorsque l'anisotropie est horizontale. Quant à la zone de traction en fond de vallée, elle est symétrique lorsque l'anisotropie est horizontale ou verticale mais ne l'est plus dès que l'anisotropie est inclinée: la zone de traction a alors tendance à se développer en profondeur en suivant la direction de la ligne de plus grande pente des plans d'anisotropie.

Gravité et tectonique.

Pan et al. (1995) ont compliqué le problème en ajoutant à la gravité des contraintes tectoniques horizontales dans leur modèle. Ces contraintes tectoniques produisent une légère augmentation de la compression aux sommets des collines, et surtout une forte diminution des tractions en fonds de vallées qui peuvent se transformer en compressions. L'effet des contraintes tectoniques sur les contraintes verticales calculées dans le modèle est beaucoup moins sensible; il se produit toutefois un léger allègement des contraintes verticales sous les collines et une augmentation sous les vallées.

D.1.3. Etude bibliographique : calculs numériques.

L'autre approche consiste en une modélisation numérique des contraintes à l'aide de calculs sur ordinateur utilisant une formulation de type éléments finis ou différences finies. On n'obtient ainsi qu'une solution numérique approchée du problème posé, mais les avantages sont nombreux: les calculs sont rapides; ils peuvent prendre en compte tout type de topographie en 2D ou 3D et tout type de comportement de la roche (isotrope ou anisotrope, élastique, plastique, etc.) et permettent ainsi de se placer dans des conditions assez réalistes. Les seules limitations de ces calculs sont la capacité de traitement des ordinateurs utilisés, et surtout la capacité du modélisateur à évaluer correctement les caractéristiques du massif rocheux étudié.

A titre d'exemple, nous évoquerons deux modélisations numériques 3D réalisées pour Alpetunnel GEIE dans le secteur du massif d'Ambin, ayant toute deux pour but d'évaluer le champ de contraintes naturelles. La première a été faite par Simecsol (1995) sur un secteur d'environ 100 km² dans le cadre de l'avant-projet de la galerie de reconnaissance de Modane. De la même manière, la seconde a été faite par Scetauroute (1998) sur un secteur de 120 km² pour l'avant-projet de la galerie de reconnaissance de Venaus (Fig. D-3).

Les deux calculs ont été faits dans des conditions très comparables. Le logiciel utilisé est CESAR-LCPC basé sur la méthode des éléments finis. Le massif rocheux est supposé élastique linéaire isotrope ($E = 40 \text{ GPa}, \nu = 0.3$), soumis seulement à la gravité, avec des conditions aux limites en déplacements latéraux fixés sur les bords du modèle.

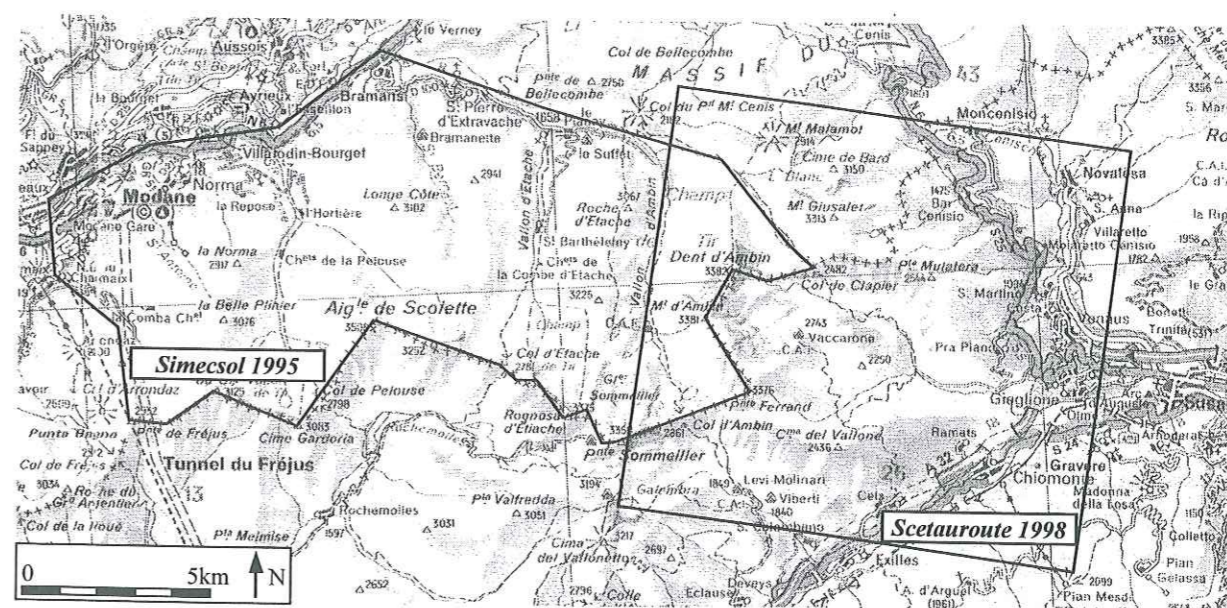


Figure D-3. Localisation des zones modélisées par Simecsol (1995) et Scetauroute (1998).

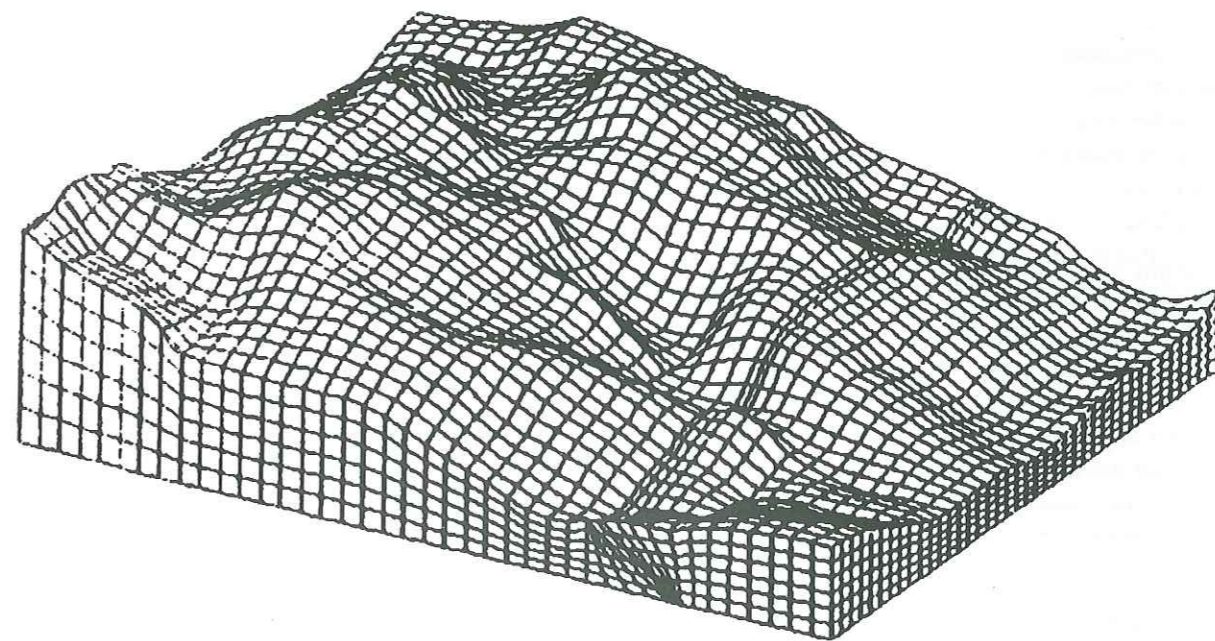


Figure D-4. Modèle réalisé par Scetauroute (1998) dans le secteur de la galerie de Venaus.

La Figure D-4 montre une vue en perspective du maillage réalisé par Scetauroute; il comporte 13161 nœuds et 11040 éléments. Un maillage du même type a été fait par Simecsol dans le secteur de la galerie de Modane.

On calcule ainsi le tenseur des contraintes en tout point de chaque modèle. Deux de ces points sont confondus avec des forages où les contraintes naturelles ont été mesurées par la méthode HTPF; il s'agit du forage F16 (modèle Simecsol) et du forage S4 (modèle Scetauroute). On peut ainsi comparer les valeurs mesurées et les valeurs calculées (Tab. D-1).

Ce tableau montre que dans les deux cas, si l'on suppose que la mesure est assez fiable, les contraintes verticales calculées sont alors beaucoup trop fortes et les contraintes horizontales beaucoup trop faibles. Ces modèles représentent de toute évidence mal la réalité, mais l'analyse des raisons de cet écart entre modèle et réalité est très difficile du fait de la difficulté d'exploitation des modèles 3D.

Tableau D-1. Comparaison entre les contraintes calculées et mesurées.

Forage	Contrainte	Mesure (MPa)	Calcul (MPa)	Rapport mesure / calcul
F16	σ_v	24	46	0.5
	σ_H	37	20	1.9
	σ_h	29	17	1.7
	σ_m	30	28	1.1
S4	σ_v	17	29	0.6
	σ_H	30	16	1.9
	σ_h	20	15	1.3
	σ_m	22	20	1.1

D.1.4. Discussion, démarche adoptée.

Les calculs analytiques présentés au § D.1.2. nous ont donné des premiers résultats intéressants d'un point de vue qualitatif en ce qui concerne l'influence de la topographie et de l'anisotropie sur le champ de contraintes naturelles. Ce type de calculs souffre toutefois de deux handicaps majeurs : d'une part ils sont limités à des problèmes idéalisés, aussi bien pour la topographie que pour le comportement de la roche, et d'autre part leur mise en œuvre est très difficile et longue, si bien qu'il est presque impossible de tester de nouveaux exemples qui correspondraient mieux à la réalité des massifs rocheux auxquels nous nous intéressons. Ces calculs ne peuvent, par exemple, pas prendre en compte la structure en dôme du massif d'Ambin.

Suivant une démarche de type numérique, les deux modèles présentés au § D.1.3. reproduisent très fidèlement en 3D la topographie du massif d'Ambin, mais du fait de la complexité engendrée par ces topographies réalistes, leurs auteurs ont dû se contenter de conditions aux limites et de rhéologies simplistes et n'ont pas pu tester l'influence de ces différents paramètres. Les résultats de ces calculs sont décevants : aux endroits où il est possible de les comparer à des contraintes réellement mesurées, l'écart apparaît important. La raison en est probablement que la complexité numérique de ces modèles en rend difficile l'exploitation et qu'elle masque l'importance des autres facteurs influant sur l'état de contraintes parmi lesquels les contraintes tectoniques et l'anisotropie du massif. Or les effets de ces paramètres, certainement importants, sont mal connus et nécessitent une étude paramétrique particulière.

Comme Starfield et Cundall (1988) l'ont souligné dans un contexte plus général, lorsque l'incertitude sur les données de terrain est très forte, il est inutile de construire des modèles très compliqués, aussi difficiles à comprendre que la réalité ; des modèles simples avec des paramètres réalistes sont par contre utiles pour illustrer les mécanismes susceptibles de se produire dans des systèmes physiques particuliers.

Nous allons donc adopter une démarche qui consiste à modéliser numériquement des massifs bidimensionnels de complexité croissante. Ces modèles resteront assez simples d'un point de vue numérique afin de pouvoir les calculer et les exploiter facilement, et ainsi de ne pas masquer les phénomènes physiques importants.

Nous chercherons dans un premier temps (§ D.3.) à évaluer à l'aide de ces modèles l'influence de la topographie, de la tectonique et de l'anisotropie des roches sur l'état de contraintes in-situ. Nous verrons ensuite (§ D.4.), sur le cas particulier du massif d'Ambin, dans quelle mesure ce type de modélisation peut aider, en complément des nombreuses mesures de contraintes in-situ présentées dans le chapitre C, à comprendre et à évaluer le champ de contraintes naturelles en profondeur.

D.2. Calculs de validation.

D.2.1. Introduction.

Pour mener à bien notre travail original de modélisation, nous avons utilisé le logiciel FLAC¹ qui présente l'avantage d'être largement utilisé dans le monde, et donc bien validé pour le type de problèmes qui nous intéressent.

Toutefois, avant de commencer la modélisation proprement dite, il nous a semblé indispensable d'effectuer un certain nombre de calculs ayant pour but de valider notre méthode. Nous avons pour cela comparé sur deux exemples simples les solutions analytiques trouvées dans la littérature aux résultats de calculs numériques faits avec le logiciel FLAC dans des conditions équivalentes :

- le calcul en deux dimensions des contraintes dans un massif montagneux isotrope de topographie non horizontale, constitué d'une colline symétrique, et soumis à la gravité (cf. § D.2.2.) ;
- le calcul en deux dimensions des contraintes dans un massif rocheux de topographie horizontale, doté d'une anisotropie mécanique, et soumis à la gravité (cf. § D.2.3.).

Ces deux exemples présentent l'avantage d'être suffisamment simples pour avoir été résolus de façon exacte. Ils fournissent donc chacun une solution de référence fiable, à laquelle on peut comparer les résultats obtenus avec le logiciel FLAC en utilisant la méthode numérique itérative des différences finies. On peut ainsi tester la prise en compte par FLAC de la topographie et de l'anisotropie.

Pour compléter ces calculs de validation, nous avons comparé sur un même exemple les résultats obtenus en utilisant soit la méthode des différences finies, soit une autre méthode numérique classique, les éléments finis. C'est l'objet du § D.2.4.

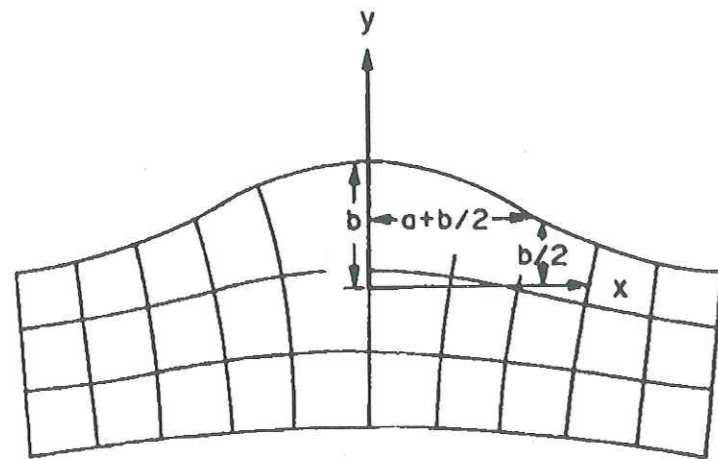
D.2.2. Prise en compte de la topographie.

Savage et al. (1985) ont proposé une solution analytique exacte pour le problème consistant à calculer les contraintes régnant dans un massif ayant les propriétés suivantes :

- modèle rhéologique : élastique, linéaire, isotrope défini par les paramètres ν (coefficient de Poisson), E (module d'Young) et ρ (masse volumique) ;
- actions extérieures : uniquement la gravité définie par l'accélération de la pesanteur g ;
- géométrie (Fig. D-5) : vallée ou crête symétrique semi-infinie définie par deux paramètres a et b ;
- conditions aux limites : contraintes nulles en surface ; calcul en déformation plane.

Savage et al. (1985) ont montré en particulier que la solution est indépendante du module d'élasticité E du massif.

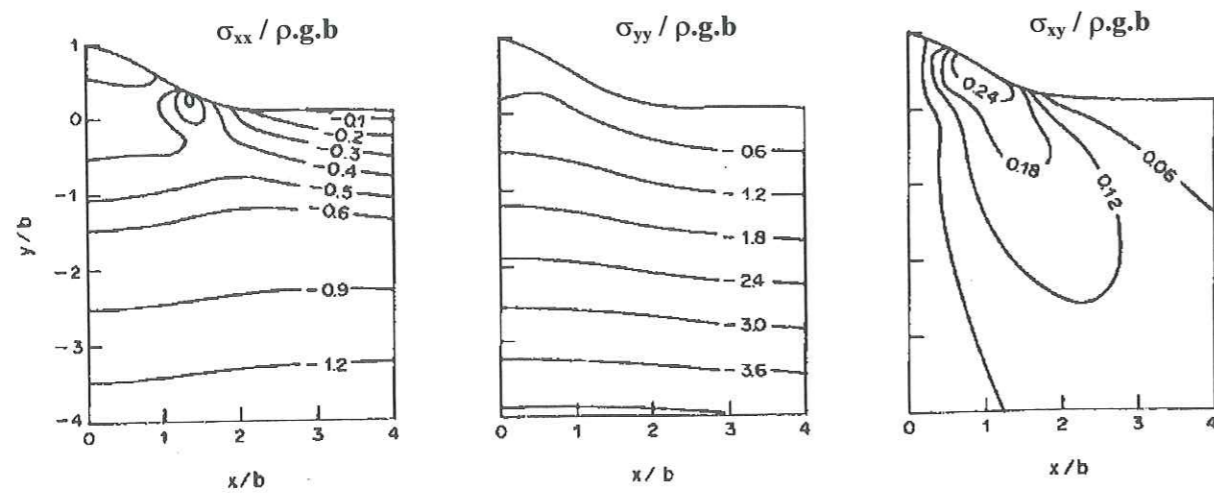
¹ FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) : logiciel développé par Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota, USA



Equation paramétrique de la surface :

$$\begin{cases} x = u + \frac{a \cdot b \cdot u}{a^2 + u^2} \\ y = \frac{a^2 \cdot b}{a^2 + u^2} \end{cases}$$

Figure D-5. Géométrie du problème (Savage et al., 1985).



Contour plots of $\sigma_x/\rho g b$, $\sigma_y/\rho g b$ and $\sigma_{xy}/\rho g b$ from left to right, respectively, for a symmetric ridge where $a/b = 0.5$ and $\mu = 1/4$.

Figure D-6. Résultats du calcul analytique pour $a/b = 0.5$ et $\nu = 0.25$ (Savage et al., 1985).

De gauche à droite sont représentées les isovaleurs des contraintes adimensionnées $\sigma_{xx}/\rho g b$, $\sigma_{yy}/\rho g b$ et $\sigma_{xy}/\rho g b$.

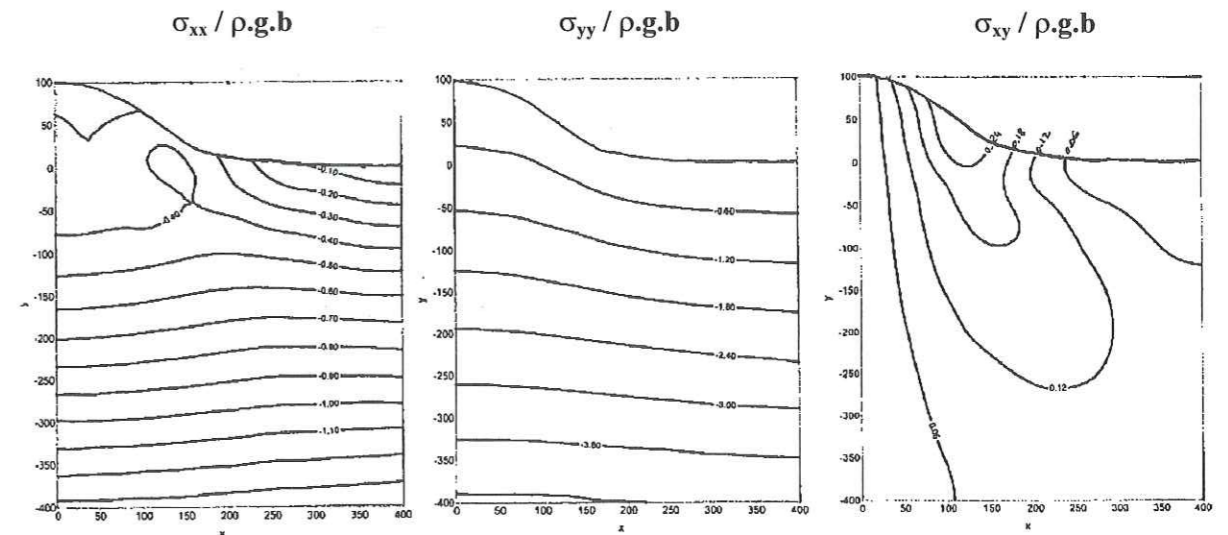


Figure D-7. Résultat du premier calcul FLAC à comparer avec la Figure D-6.

$a = 50, b = 100, E = 10 \text{ GPa}, \nu = 0.25$

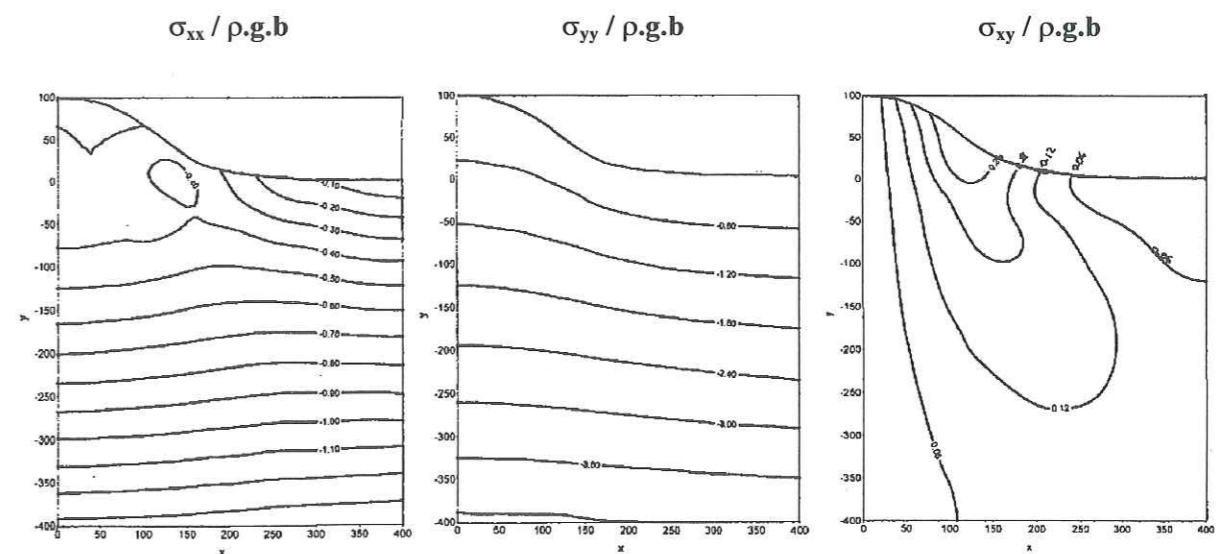


Figure D-8. Résultat du deuxième calcul FLAC à comparer avec la Figure D-6.

$a = 50, b = 100, E = 50 \text{ GPa}, \nu = 0.25$

Figure D-9. Géométrie du modèle d'Amadei et Pan (1992).

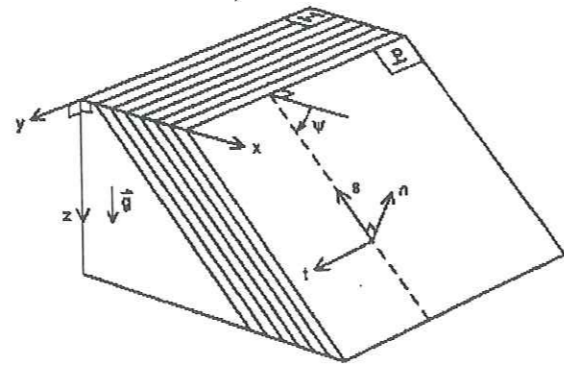


Figure D-10. Résultats du calcul analytique d'Amadei et Pan (1992). A gauche, $G/G' = 1$; à droite, $G/G' = 3$.

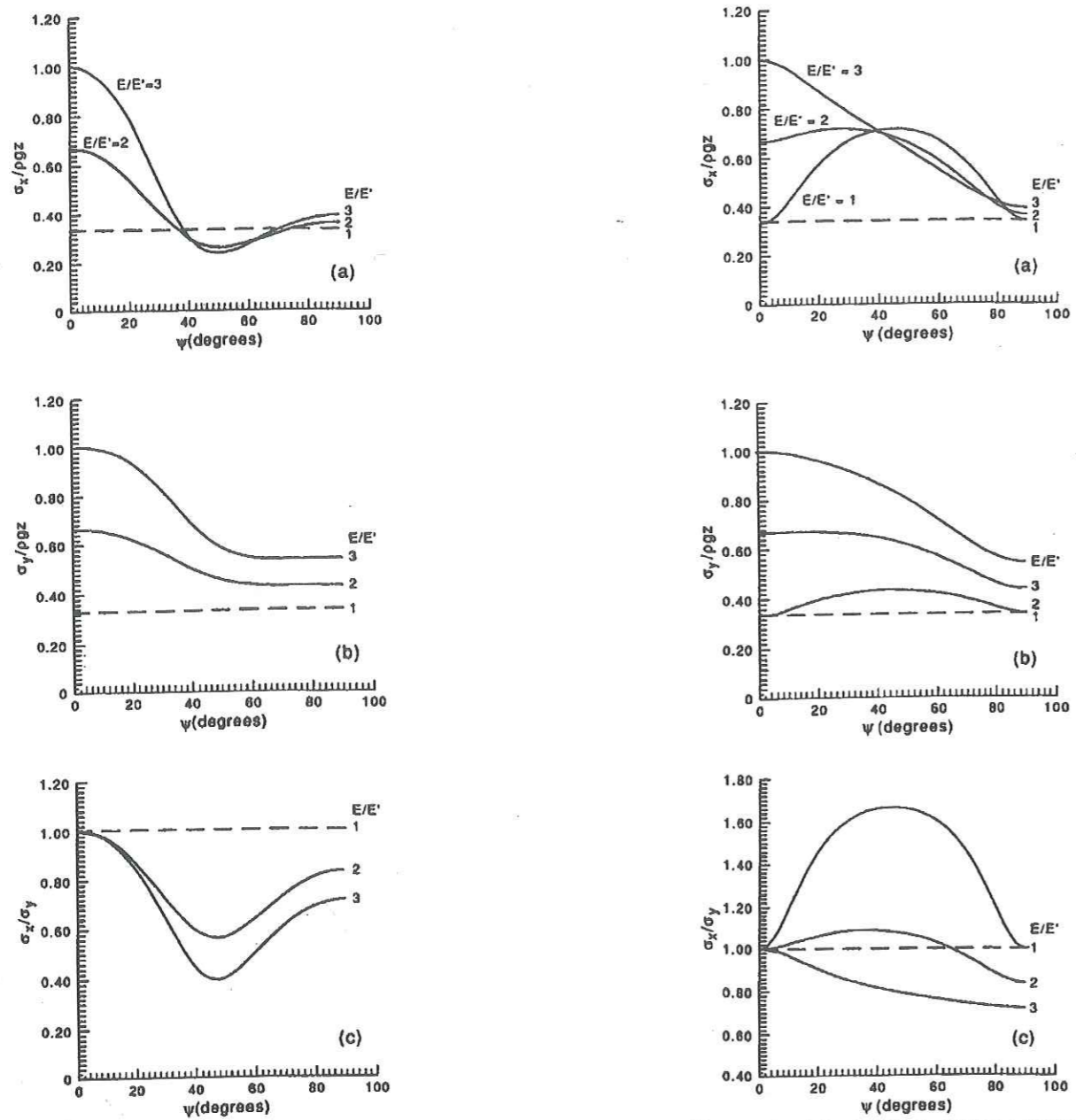


Fig. 4. Variations of: (a) $\sigma_x/\rho g z$; (b) $\sigma_y/\rho g z$; and (c) σ_x/σ_y with ψ for $E/E' = 1, 2$ and 3 , $\nu = \nu' = 0.25$ and $G/G' = 1$. The isotropic solution is shown as a dashed line.

Figure D-11. Résultats des calculs FLAC à comparer avec la solution analytique d'Amadei et Pan (Fig. D-10).

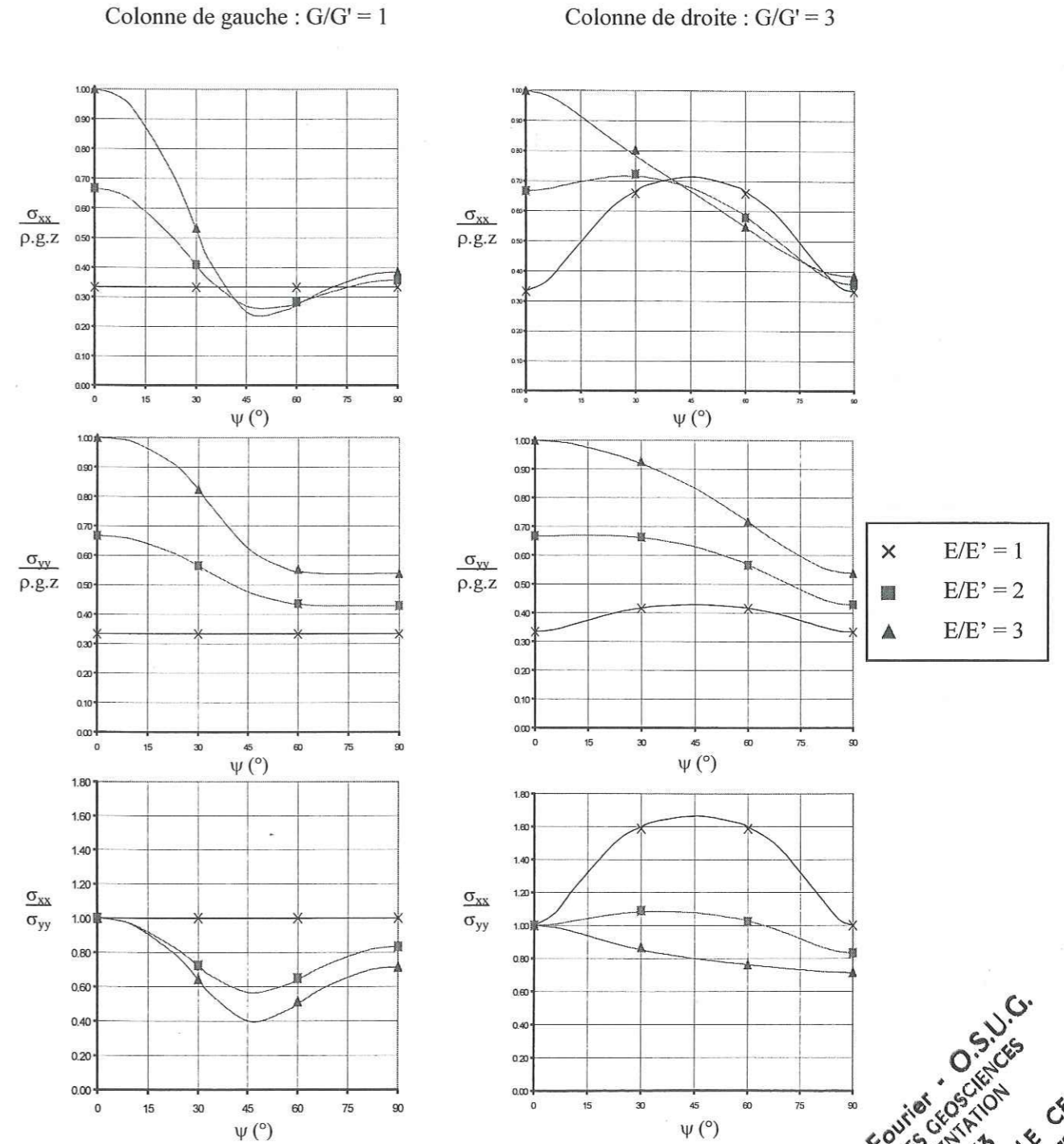


Fig. 5. Variations of: (a) $\sigma_x/\rho g z$; (b) $\sigma_y/\rho g z$; and (c) σ_x/σ_y with ψ for $E/E' = 1, 2$ and 3 , $\nu = \nu' = 0.25$ and $G/G' = 3$. The isotropic solution is shown as a dashed line.

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
 MAISON DES GEOSCIENCES
 DOCUMENTATION
 B.P. 53
 F. 38041 GRENOBLE CEDEX
 Tél. 04 76 63 5427 - Fax 04 76 51 4058
 Mail: plalour@ujf-grenoble.fr

Nous avons conçu un modèle avec FLAC permettant d'approcher au mieux ce problème pour le jeu de paramètres ($\nu = 0.25$; $a/b = 0.5$; $E = 10$ GPa), à l'aide du modèle "elastic" de FLAC et en imposant comme conditions aux limites des déplacements horizontaux nuls sur les bords verticaux du modèle.

Ce calcul a permis de retrouver très précisément le résultat analytique de Savage et al. (1985), comme le montre la comparaison des Figures D-6 (application directe des formules analytiques exactes) et D-7 (résultats obtenus avec le modèle FLAC équivalent).

Nous avons mené un deuxième calcul en changeant uniquement le paramètre E ($E = 50$ GPa) qui a donné les mêmes résultats, conformément aux formules de Savage et al. (Fig. D-8).

D.2.3. Prise en compte de l'anisotropie.

Amadei et Pan (1992) ont calculé de façon exacte la répartition des contraintes dans un massif ayant les propriétés suivantes (Fig. D-9) :

- modèle rhéologique : élastique, linéaire, transversalement isotrope défini par les paramètres β et ψ (direction et pendage du plan d'isotropie), E et E' (modules d'Young dans le plan ou perpendiculairement au plan d'isotropie), ν et ν' (coefficients de Poisson caractérisant la réponse en déformation dans le plan d'isotropie à une contrainte agissant parallèlement ou perpendiculairement à ce plan), G et G' (modules de cisaillement parallèlement ou perpendiculairement au plan d'isotropie) et ρ (masse volumique). G , E et ν sont liés par l'équation $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ (voir § B.2.1.) ;
- actions extérieures : uniquement la gravité définie par l'accélération de la pesanteur g ;
- géométrie : massif infini à surface horizontale ;
- conditions aux limites : contraintes nulles en surface ; déformations horizontales nulles dans tout le modèle ; déformations planes.

Amadei et Pan ont montré que la solution dépendait uniquement des quatre paramètres rhéologiques E/E' , ν , ν' et G' , ainsi que de ρ , g et ψ (Fig. D-10). Par ailleurs, la direction verticale est toujours une direction principale du tenseur des contraintes et la contrainte principale verticale correspond exactement au poids des terres ($\rho \cdot g \cdot h$ à la profondeur h).

Nous avons conçu un modèle FLAC permettant de se replacer dans les conditions du calcul d'Amadei et Pan, à l'aide du modèle "anisotropic" de FLAC et en imposant comme conditions aux limites des déplacements horizontaux nuls sur les bords verticaux du modèle. Nous avons calculé ce modèle pour différentes combinaisons des paramètres E/E' ($= 1, 2$ ou 3), G/G' ($= 1$ ou 3) et ψ ($= 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ$ ou 90°), avec toujours $\nu = \nu' = 0.25$.

Les résultats sont conformes avec une très bonne précision aux formules analytiques d'Amadei et Pan, comme le montre la comparaison des Figures D-10 (application directe des formules analytiques exactes) et D-11 (résultats obtenus avec le modèle FLAC équivalent).

D.2.4. Comparaison Différences Finies – Éléments Finis.

D.2.4.1. Preamble.

Il nous a paru intéressant, pour compléter cette série de calculs préliminaires de validation, de tester l'influence éventuelle de la formulation numérique utilisée par le logiciel FLAC, les différences finies, en comparant les résultats obtenus avec FLAC sur un modèle très simple avec les résultats que l'on obtiendrait par la méthode des éléments finis sur le même modèle.

Rappelons tout d'abord brièvement les principes de base de ces deux méthodes :

Soit un problème mécanique, décrit par un jeu d'équations aux dérivées partielles et de conditions aux limites, à résoudre dans un milieu continu. Pour le résoudre numériquement par la méthode des éléments finis (MEF) ou des différences finies (MDF), il faut transformer le problème exact (continu) en un problème approché dans lequel on ne manipule que des représentations discrètes des variables.

Concrètement, il faut tout d'abord remplacer le milieu continu réel par un milieu discret équivalent constitué de sous-domaines (éléments finis ou zones) connectés entre eux par un ensemble fini de points (les nœuds). Il reste alors à rechercher des solutions particulières aux équations aux dérivées partielles, et c'est là qu'intervient la différence entre les deux méthodes : avec la MEF, les variables sont approximées par des fonctions sur chaque élément, les paramètres de ces fonctions variant d'un élément à l'autre ; avec la MDF, la solution numérique n'est définie qu'aux nœuds d'un maillage, et l'équation est discrétisée en écrivant les dérivées sous forme de combinaison de développements de Taylor.

En d'autres termes, pendant que la MEF cherche une solution exacte à une approximation différentielle du problème, la MDF donne une solution différentielle approchée à un problème exact (Jaeger et Cook, 1979).

Nous avons choisi CESAR-LCPC comme logiciel de calcul aux éléments finis, car il présente, tout comme FLAC, l'avantage d'être largement utilisé et validé.

D.2.4.2. Le modèle.

Nous avons choisi un modèle 2D constitué d'un rectangle de 10 km de longueur (axe x orienté de gauche à droite) et 5 km de hauteur (axe y orienté du haut vers le bas), traversé par une vallée en V de 2 km de largeur et 1 km de profondeur (Fig. D-12).

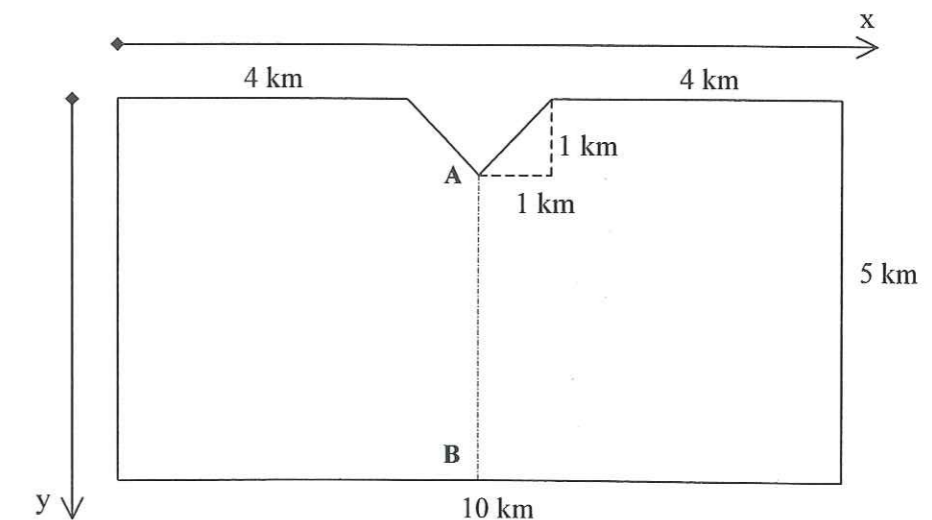


Figure D-12. Le modèle utilisé.

Comportement rhéologique.

La roche est homogène sur tout le modèle, et nous considérons deux comportements rhéologiques différents :

- élasticité linéaire isotrope (modèle dit "isotrope"), avec les paramètres élastiques suivants :
 module d'Young $E = 50 \text{ GPa}$
 coefficient de Poisson $\nu = 0.3$
- élasticité linéaire transversalement isotrope (modèle dit "anisotrope"), avec les paramètres élastiques suivants :
 modules d'Young $E = 50 \text{ GPa}$ dans le plan isotrope horizontal
 $E' = 25 \text{ GPa}$ dans la direction verticale
 coefficients de Poisson $\nu = \nu' = 0.3$
 module de cisaillement $G' = 0.3$

Le modèle anisotrope simule une roche schisteuse qui serait deux fois plus déformable perpendiculairement à la schistosité que parallèlement à celle-ci.

Chargement appliqué.

On applique à ce modèle la gravité (poids volumique de la roche 25 kN/m^3), et une contrainte horizontale uniforme sur les faces verticales droite et gauche valant 10 MPa .

Conditions aux limites.

Le calcul est mené en déformations planes. Le logiciel FLAC étant conçu pour des calculs 3D, il faut, pour simuler les conditions d'un calcul 2D en déformations planes, réaliser un modèle 3D d'épaisseur unitaire auquel on impose des déplacements normaux nuls sur chacune des deux faces perpendiculaires à la troisième dimension. De plus, les déplacements verticaux sont nuls sur le fond horizontal du modèle, et la contrainte normale est nulle sur la face supérieure.

D.2.4.3. Les résultats.

Pour chacun des deux modèles (isotrope et anisotrope), les résultats obtenus avec les deux logiciels sont très proches ; les seules petites différences se situent juste sous la vallée vers le point A, dans la zone de traction (contraintes négatives), et sont dues au point singulier que constitue le fond aigu de cette vallée. Nous présentons ici (Fig. D-13, D-14) uniquement les résultats comparés des deux calculs pour chacun des deux modèles sur la coupe AB (coupe verticale sous le fond de la vallée), où se trouvent les désaccords les plus importants.

Remarque :

Les points de comparaison CESAR/FLAC ne sont pas exactement les mêmes, car en Eléments Finis les contraintes sont calculées aux points de Gauss des éléments tandis qu'en Différences Finies, elles sont calculées au barycentre de chaque zone.

D.2.4.4. Conclusion.

On observe une très bonne concordance entre les résultats obtenus en Eléments Finis (CESAR-LCPC) et en Différences Finies (FLAC), aussi bien pour le calcul isotrope que pour le calcul anisotrope, excepté au voisinage du point singulier du modèle. Ce léger désaccord local n'est pas problématique car les résultats obtenus au voisinage d'un point singulier n'ont pas réellement de signification physique.

L'emploi par la suite de la seule méthode des Différences Finies est donc pleinement justifié.

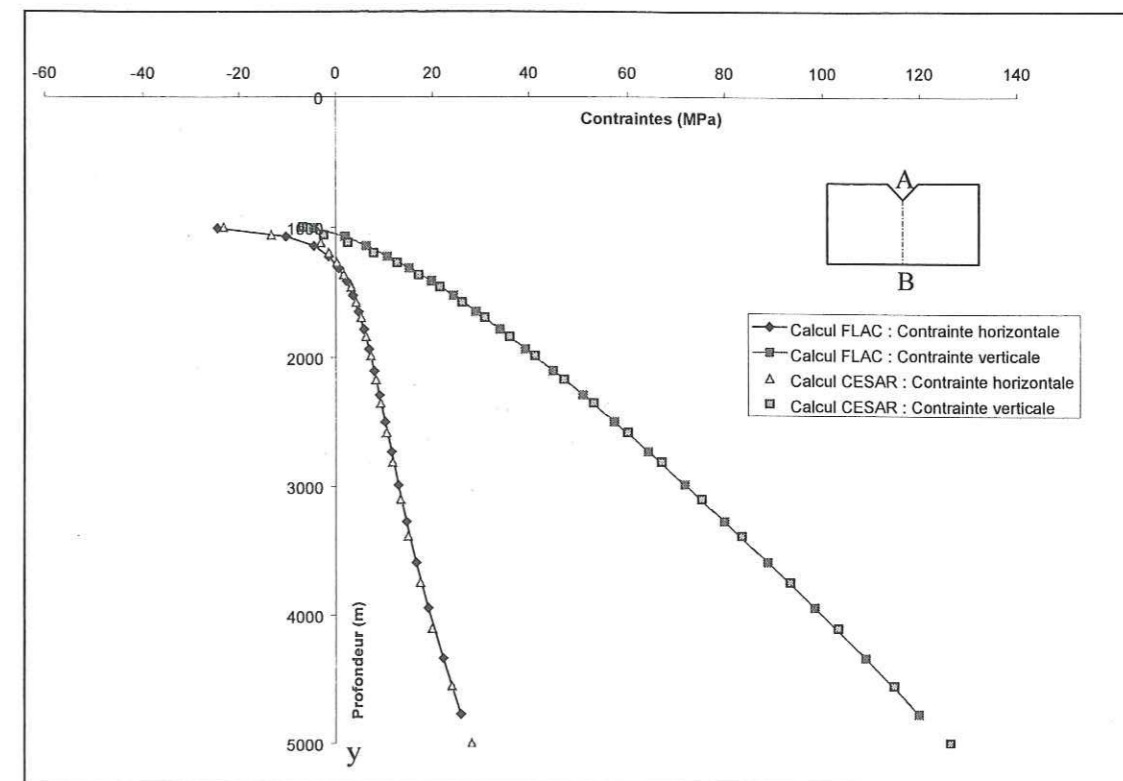


Figure D-13. Comparaison FLAC-CESAR sur la coupe AB du modèle isotrope.

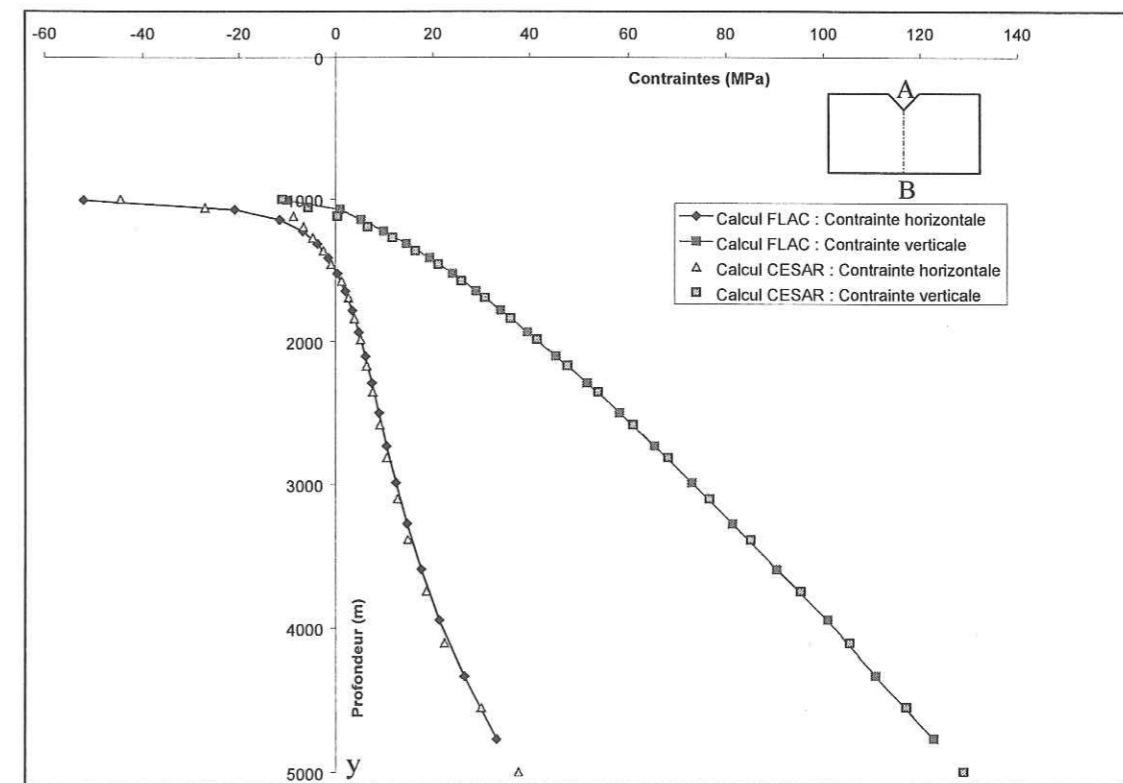


Figure D-14. Comparaison FLAC-CESAR sur la coupe AB du modèle anisotrope.

D.2.5. Conclusion.

La phase de validation avait pour but de vérifier sur des cas simples la bonne adaptation du logiciel FLAC au problème posé, à savoir la modélisation des contraintes régnant dans un massif montagneux de topographie complexe, ayant un comportement mécanique élastique éventuellement anisotrope.

Nous avons vérifié les points suivants :

- prise en compte de la topographie (comparaison avec une solution analytique exacte) ;
- prise en compte de l'anisotropie (comparaison avec une solution analytique exacte) ;
- concordance entre les résultats obtenus en Eléments Finis et en Différences Finies (comparaison entre deux logiciels utilisant chacun une méthode numérique différente).

Tous ces calculs nous ayant donné satisfaction, il est possible de passer au travail de modélisation proprement dit.

D.3. Caractéristiques générales des champs de contraintes dans des massifs rocheux idéalisés. Effets de l'anisotropie et des contraintes tectoniques.

D.3.1. Présentation des modèles.

Avant de tenter une modélisation réaliste des champs de contraintes pouvant exister dans les massifs rocheux traversés par le futur tunnel Maurienne – Ambin, il nous a semblé important de caractériser d'un point de vue plus fondamental l'influence des différents paramètres sur l'état de contraintes naturelles dans un massif rocheux. Les principales questions que nous nous posons sont les suivantes :

- De quelle manière une topographie accidentée influence-t-elle les valeurs et les orientations des contraintes principales ?
- Comment le champ de contraintes gravitaire est-il modifié par l'existence de contraintes tectoniques régionales ? On pense évidemment à une modification importante des contraintes horizontales dans tout le massif, mais qu'advient-il des valeurs des contraintes verticales et des orientations des contraintes principales ?
- Dans quelle mesure une anisotropie éventuelle des paramètres élastiques de la roche modifie-t-elle les valeurs et orientations des contraintes principales ?

Pour essayer d'apporter des réponses à ces questions fondamentales, nous avons réalisé trois modèles de base en 2D avec le logiciel FLAC (Fig. D-15) : une montagne isolée entre deux plateaux horizontaux ; une vallée isolée entre deux plateaux horizontaux ; une montagne accolée à une vallée, entre deux plateaux horizontaux.

Nous avons systématiquement choisi des dimensions très grandes pour ces modèles (profondeur de 5 km, largeur de 8 à 10 km), de manière à s'affranchir des effets de bord ; la zone d'étude intéressante est ainsi toujours éloignée de plusieurs kilomètres de chaque bord. Dans la troisième dimension, les modèles ont tous une épaisseur unitaire.

Nous avons défini trois conditions aux limites communes à tous les modèles :

1. contraintes verticales constantes sur tout le fond horizontal, calculées pour équilibrer le poids total du modèle ; cette condition aux limites un peu particulière a été préférée à celle plus classique qui consiste à bloquer les déplacements verticaux, afin de limiter les effets de bord (une comparaison des deux variantes a été effectuée, voir Annexe IIIh) ;
2. contraintes normales nulles sur la face supérieure ;
3. contraintes normales nulles sur les deux faces verticales avant et arrière (*condition de contraintes planes*). Cette condition peut paraître peu réaliste, puisque dans la réalité les contraintes agissant dans la troisième dimension ne sont certainement pas nulles. Nous l'avons tout de même préférée à la condition de déformations planes pour permettre, dans une phase ultérieure de notre recherche, d'étudier l'influence de ces contraintes perpendiculaires aux modèles en utilisant le principe de superposition des contraintes (voir § D.3.3.). Au début de cette étude, une comparaison entre contraintes planes et déformations planes a été faite sur un exemple (voir Annexe III h) et a montré que les écarts obtenus sur les contraintes calculées étaient de toutes façons très faibles.

Enfin par souci de simplification, nous avons considéré que les roches modélisées avaient toujours un comportement élastique linéaire, et nous avons négligé la présence éventuelle d'eau interstitielle.

Les principaux résultats de ces calculs sont présentés dans la suite. Ils sont regroupés en fonction des trois principaux thèmes qui nous intéressent : influence de la topographie sur le champ de contraintes (§ D.3.2.), influence de la tectonique (§ D.3.3.) et influence de l'anisotropie de la roche (§ D.3.4.).

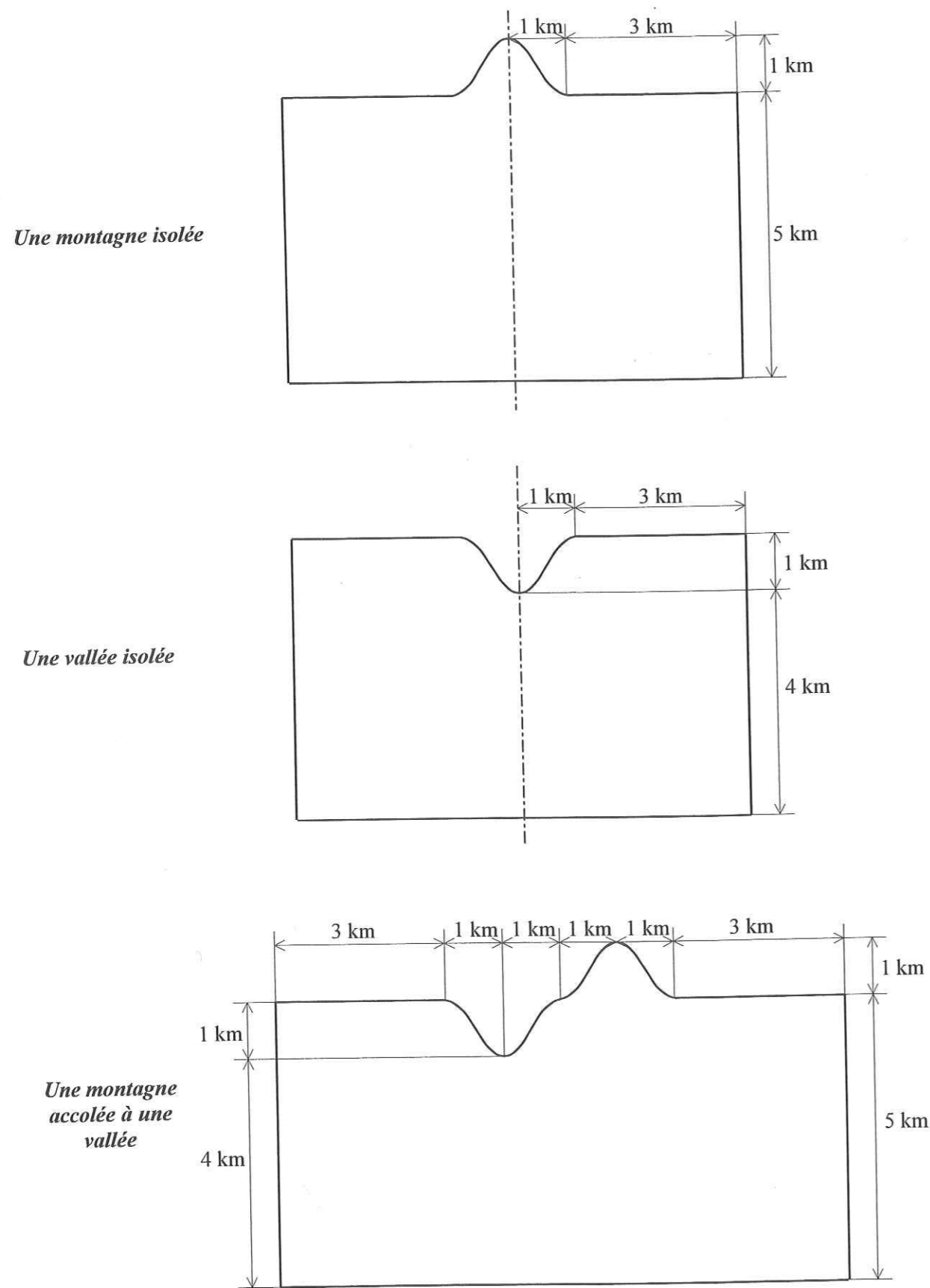


Figure D-15. Les trois topographies modélisées en 2D : une montagne isolée, une vallée isolée, et une montagne accolée à une vallée.

D.3.2. Influence de la topographie.

Méthode.

Pour étudier l'influence de la topographie sur le champ de contraintes, nous allons nous placer dans le cas théorique suivant : le massif rocheux est élastique isotrope ($\nu = 0.25$), et on lui applique l'action de la gravité (poids volumique de la roche $\gamma = \rho \cdot g = 27 \text{ kN/m}^3$) à déplacements horizontaux bloqués sur les côtés. Rappelons qu'en milieu isotrope, le module d'Young de la roche n'a théoriquement aucune influence sur les contraintes calculées (voir § D.1.2.) ; c'est toutefois un paramètre d'entrée obligatoire pour la méthode numérique utilisée (les différences finies), fixé arbitrairement à 15 GPa.

Ce choix de conditions aux limites revient approximativement à appliquer aux bords du modèle des contraintes horizontales variant avec la profondeur suivant la loi :

$$\sigma_h(z) = \nu \cdot \gamma \cdot z = 0.25 \cdot \gamma \cdot z$$

Si les calculs étaient faits en déformations planes, cette loi serait remplacée par :

$$\sigma_h(z) = (\nu/(1-\nu)) \cdot \gamma \cdot z = 0.33 \cdot \gamma \cdot z$$

On obtient ainsi un état de contraintes de référence, très simple, utile pour des comparaisons ultérieures lorsque nous chercherons à tester l'influence de la tectonique et de l'anisotropie de la roche. Notons que cet état de référence correspond à de faibles contraintes latérales.

Premier calcul : une montagne isolée.

Pour ce calcul, comme pour ceux que nous utiliserons plus loin, les résultats détaillés (contraintes horizontales et verticales calculées dans tout le modèle) sont reportés en Annexe IIIb. Nous nous limitons ici à présenter les figures synthétiques principales servant de support à l'interprétation.

Nous retrouvons avec ce calcul un certain nombre de résultats bien connus :

- à altitude égale (Fig. D-16a), la contrainte verticale est plus forte sous la montagne que sous les plateaux en bord de modèle ou qu'en l'absence de montagne (« poids des terres »), dans une proportion qui diminue avec la profondeur : 100 % à 500 m sous les plateaux, 42 % à 1000 m, 14 % à 2000 m. Toujours à altitude égale, la contrainte horizontale est plus forte sous la montagne que sous les plateaux dans une plage de profondeur réduite (de 0 à 800 m), puis la situation s'inverse très légèrement plus en profondeur. Rappelons que sous l'axe de la montagne, pour des raisons de symétrie évidente, les contraintes horizontales et verticales sont les contraintes principales ;
- en sommet de montagne, on trouve comme avec les calculs analytiques (voir § D.1.2.) une compression horizontale non nulle, d'environ 2 MPa.

Ce calcul permet également d'évaluer les perturbations apportées par la présence de la montagne sur les directions des contraintes principales (Fig. D-16b). Elles sont modifiées surtout sous les flancs de la montagne où la contrainte principale majeure a tendance à s'aligner avec la ligne de plus grande pente, et cette zone perturbée se poursuit en profondeur sous les pieds de pentes.

Pour quantifier l'étendue de la zone perturbée, nous avons choisi de représenter sur la Figure D-16b les zones dans lesquelles la contrainte principale majeure σ_1 s'écarte de plus de 15° de la verticale. Cette limite de 15° a été choisie pour permettre ultérieurement une comparaison de ces résultats numériques avec les résultats des mesures de contraintes faites dans le massif d'Ambin : nous avons déjà, pour ces mesures, choisi ce critère de 15° qui correspond approximativement à l'incertitude sur les mesures d'orientations de contraintes par la méthode HTPF.

Avec ce critère, la zone perturbée occupe une partie importante de la montagne à l'exception du centre où, par raison de symétrie, les directions principales sont horizontale et verticale ; elle descend jusqu'à une profondeur de 600 m sous le niveau des plateaux, et s'étend latéralement au pied de la montagne sur une largeur comparable.

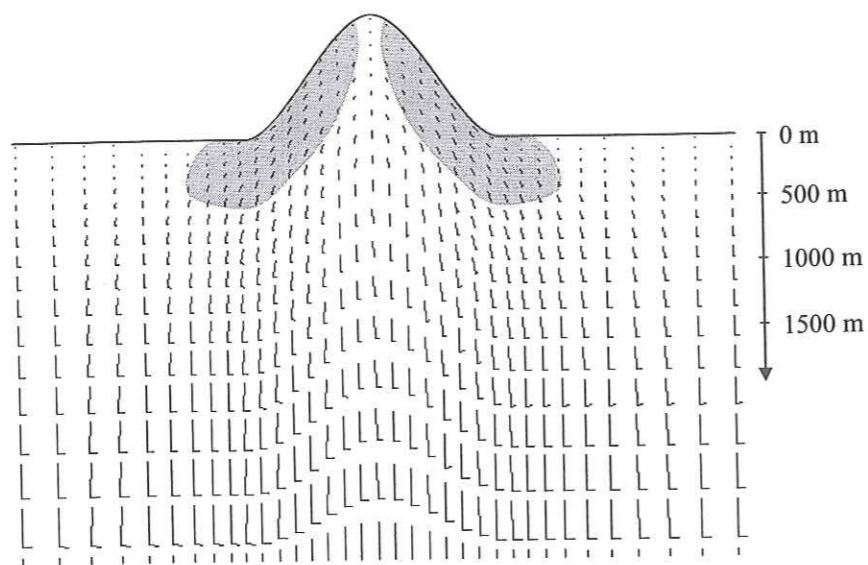
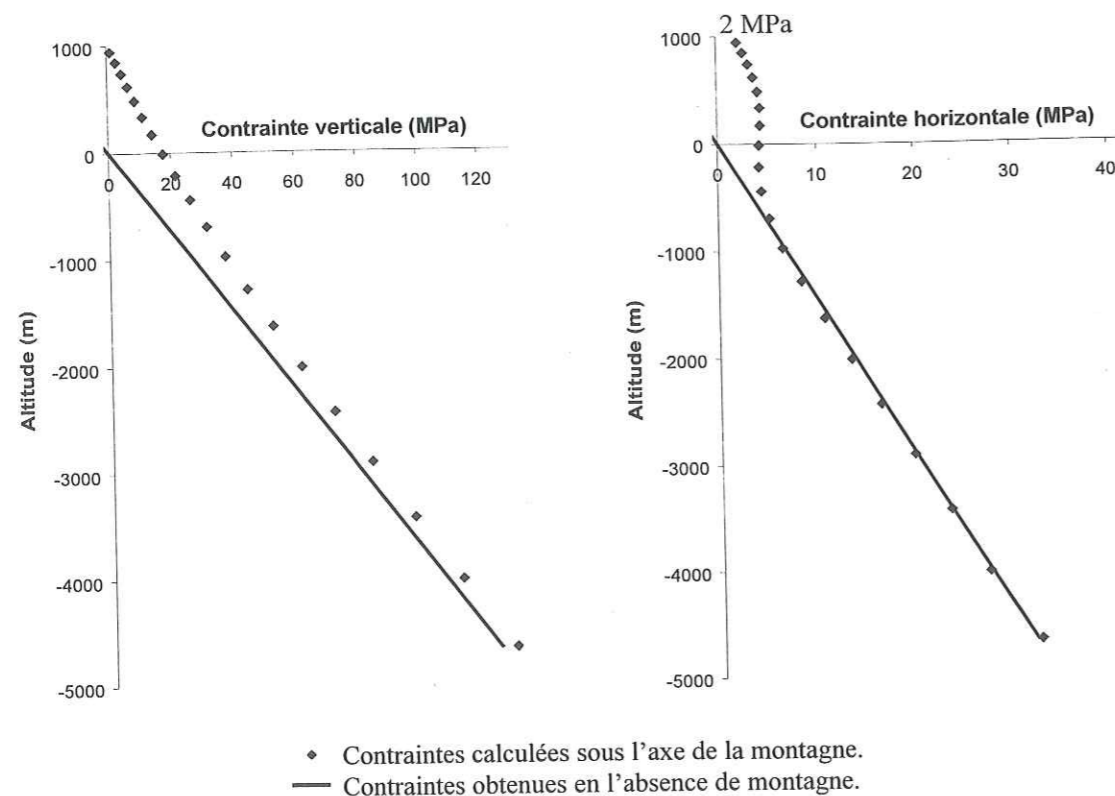


Figure D-16. Contraintes gravitaires calculées pour une montagne isolée.

En haut (D-16a), contraintes horizontales et verticales sous l'axe de la montagne ; en bas (D-16b), orientation des contraintes principales (zone grisée : inclinaison de σ_1 supérieure à 15°).

Deuxième calcul : une vallée isolée.

Nous retrouvons là aussi des résultats classiques, inversés par rapport à ce que l'on obtenait pour une montagne :

- à profondeur égale (Fig. D-17a), la contrainte verticale est plus faible sous la vallée que sous les plateaux ou qu'en l'absence de vallée, dans une proportion qui s'atténue avec la profondeur : 66 % à 500 m sous le fond de vallée (donc à 1500 m sous les plateaux), 19 % à 1000 m. La contrainte horizontale est plus faible sous la vallée que sous les plateaux jusqu'à une profondeur de 200 m sous le fond de vallée, puis la situation s'inverse. Sous l'axe de la vallée, par raison de symétrie, les contraintes principales sont horizontale et verticale ;
- juste sous le fond de vallée, conformément aux calculs analytiques, une petite zone est en traction horizontale d'environ 2 MPa (Fig. D-17a, à droite).

Les zones dans lesquelles les directions des contraintes principales sont les plus déviées (Fig. D-17b) se trouvent sous les flancs de la vallée où, comme dans le cas de la montagne, la contrainte principale majeure tend à s'orienter parallèlement à la ligne de plus grande pente. Ces zones parallèles aux flancs ont une épaisseur d'environ 500 m ; elles s'arrêtent à une profondeur d'environ 250 m sous le niveau du fond de la vallée.

Troisième calcul : une montagne accolée à une vallée.

Ce troisième modèle est une combinaison des deux premiers ; il est donc logique de retrouver les caractéristiques des champs de contraintes déterminés successivement pour une montagne seule et pour une vallée seule. C'est le cas pour les valeurs des contraintes principales (Fig. D-18a) calculées sous la vallée (contrainte verticale inférieure à celle calculée à altitude égale sous les plateaux et a fortiori sous la montagne, mais supérieure au seul poids des terres pris à la verticale ; contrainte horizontale supérieure à celle calculée sous les plateaux et sous la montagne, à l'exception de la zone à proximité immédiate du fond de vallée) et sous la montagne (contrainte verticale supérieure à celle calculée à altitude égale sous les plateaux et a fortiori sous la vallée, mais inférieure au seul poids des terres pris à la verticale ; contrainte horizontale inférieure en profondeur à celle calculée sous les plateaux et sous la vallée).

La zone dans laquelle σ_1 s'écarte de plus de 15° de la verticale (Fig. D-18b) est à peu près parallèle à la surface topographique le long des flancs de la vallée et de la montagne, et sa largeur est d'environ 500 m. L'axe de la vallée n'est plus un axe de symétrie du modèle comme c'était le cas pour une vallée seule, si bien que les directions principales des contraintes sont perturbées même sous le fond de vallée jusqu'à une profondeur de 500 m (soit 1500 m sous le niveau des plateaux).

Conclusions sur la topographie.

Avec ces trois premiers calculs purement gravitaires, nous avons mis en évidence, bien connue qualitativement, de la topographie sur les contraintes régnant en profondeur dans un massif rocheux. Nous pouvons maintenant quantifier la profondeur d'influence de la topographie en utilisant deux critères :

- valeurs des contraintes principales : l'écart entre la contrainte horizontale (resp. verticale) calculée sous la vallée et sous les plateaux est de 19 % (resp. 40 %) à 500 m sous le fond de vallée, de 14 % (resp. 17 %) à 1000 m, et de 9 % (resp. 8 %) à 1500 m ;
- orientations des contraintes principales : la zone dans laquelle elles s'écartent de plus de 15° de l'horizontale et de la verticale a une largeur d'environ 500 m au niveau des versants et une profondeur d'environ 250 m sous les vallées.

Ces profondeurs d'influence de la topographie sont évidemment proportionnelles à l'amplitude du relief modélisé ; nous avons choisi une montagne de 1000 m de haut et une vallée de 1000 m de profondeur, ce qui fait une amplitude totale de 2000 m représentative de ce que l'on rencontre dans les Alpes.

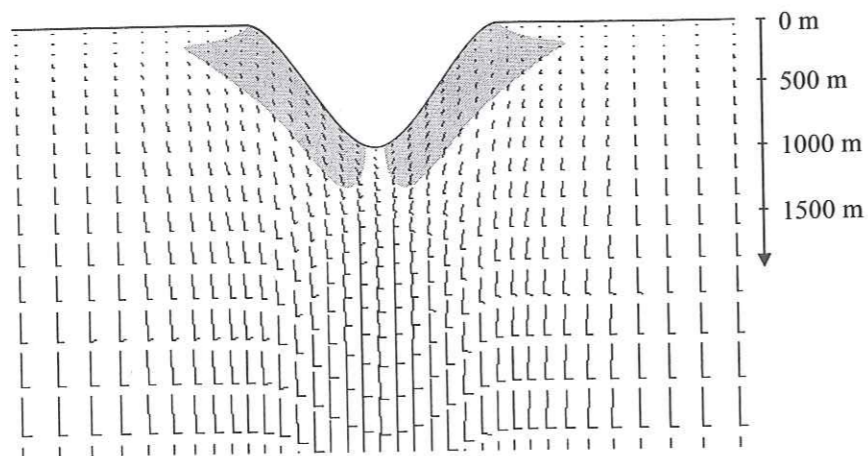
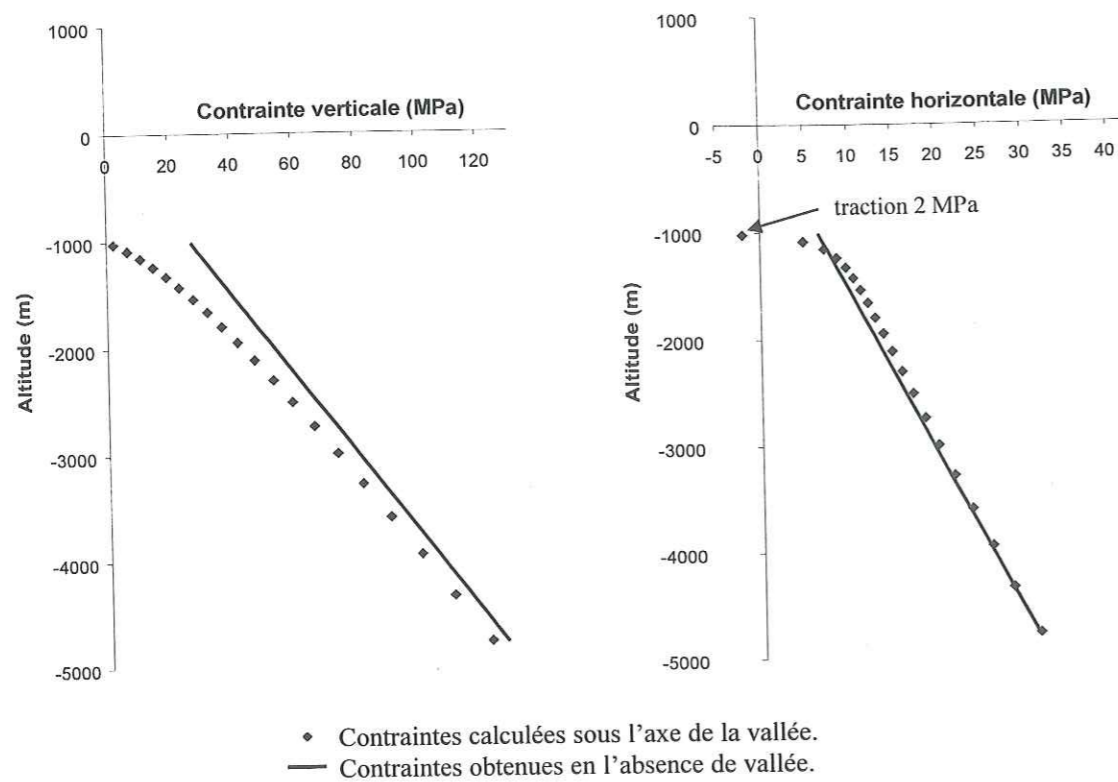


Figure D-17. Contraintes gravitaires calculées pour une vallée isolée.

En haut (D-17a), contraintes horizontales et verticales sous l'axe de la vallée ; en bas (D-17b), orientation des contraintes principales (zone grisée : inclinaison de σ_1 supérieure à 15°).

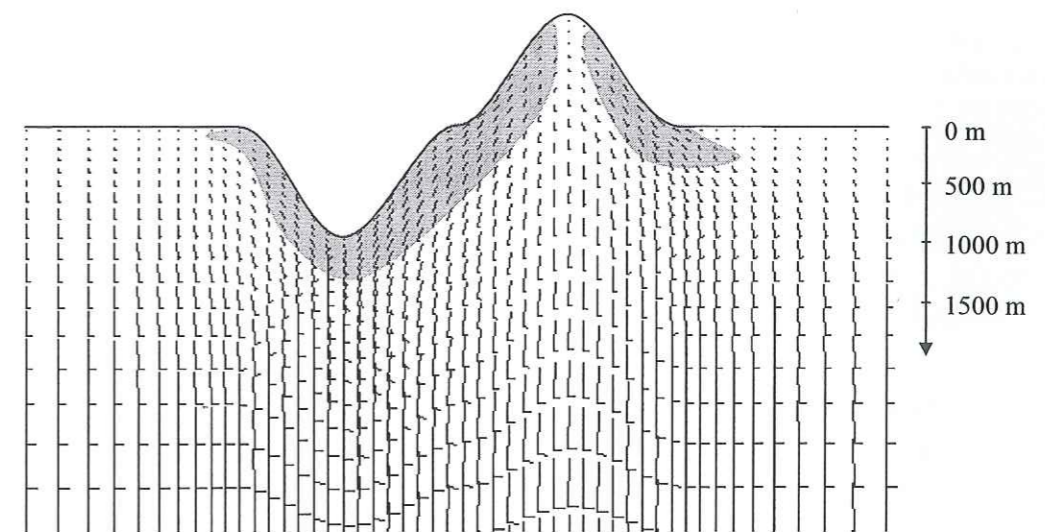
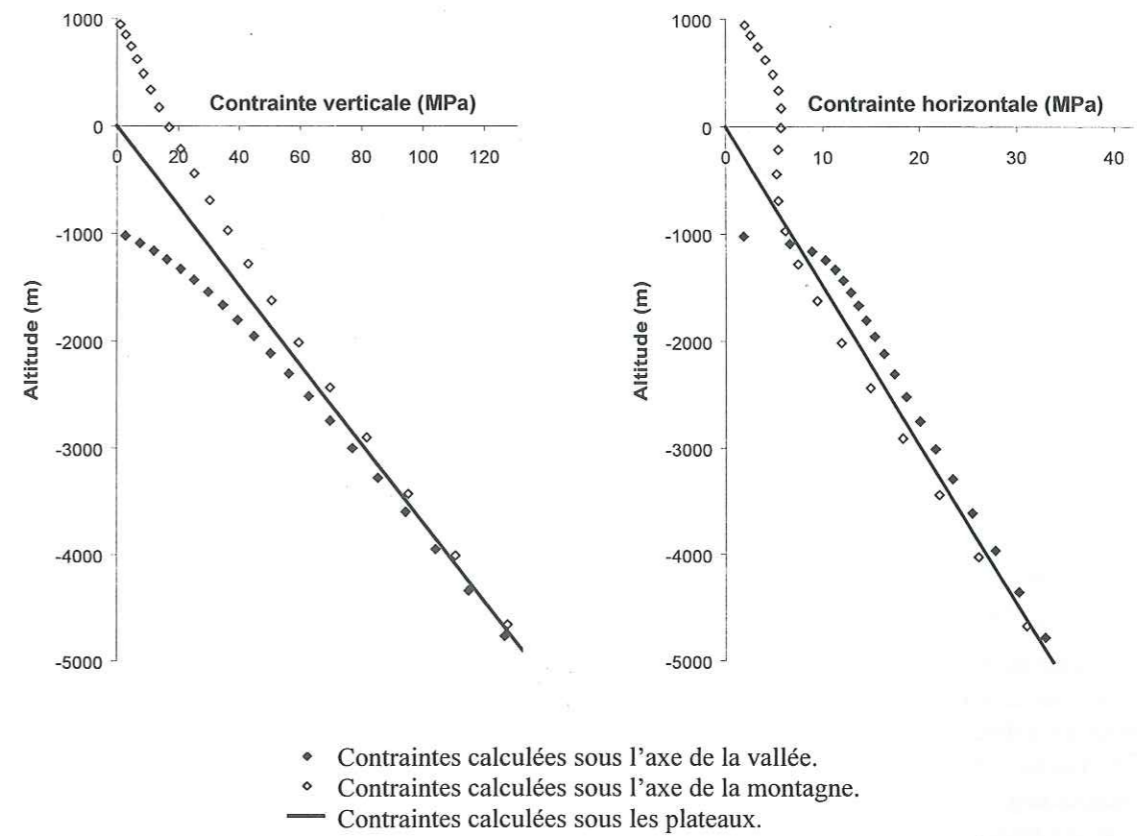


Figure D-18. Contraintes gravitaires pour une montagne accolée à une vallée.

En haut (D-18a), contraintes horizontales et verticales sous la vallée et sous la montagne ; en bas (D-18b), orientation des contraintes principales (zone grisée : inclinaison de σ_1 supérieure à 15°).

D.3.3. Influence de la tectonique.

Méthode.

Les calculs gravitaires présentés en D.3.2. avec des conditions aux limites en déplacements horizontaux nuls sur les côtés des modèles permettent de simuler des champs de contraintes « gravitaires », caractérisés par des contraintes horizontales faibles, valant seulement une petite fraction de la contrainte verticale hors effet topographique (de 20 à 40 % suivant la valeur du coefficient de Poisson choisie pour la roche).

Pour simuler des conditions de contraintes horizontales plus fortes (comme on en trouve dans les massifs alpins où la tectonique joue probablement un rôle important), il faut changer de conditions aux limites. Deux choix sont possibles :

- soit on travaille en dynamique et on impose aux bords du modèle une vitesse de déplacement horizontal non nulle (raccourcissement), comparable à celle déterminée in-situ à l'aide de mesures topographiques, et on adopte pour la roche une loi de comportement visco-élastique; cette méthode a été adoptée notamment par Savage et al. (1992) ;
- soit on travaille en statique et on impose sur les bords du modèle un profil de contraintes réaliste au lieu de fixer les déplacements horizontaux.

Dans un premier temps, nous avons choisi la deuxième méthode car elle est beaucoup plus simple à mettre en œuvre. La méthode de Savage pourrait être employée dans un deuxième temps, mais il faudrait pour cela disposer de données réalistes sur les déformations alpines (on sait que l'ordre de grandeur des vitesses de déformations actuelles est de quelques millimètres par an aux frontières des plaques tectoniques) et sur le comportement visqueux des roches, mais aussi évaluer l'évolution dans le temps de ces paramètres et prendre en compte l'érosion.

Nous allons donc tester les conséquences de l'application de plusieurs types de contraintes « tectoniques » sur le champ de contraintes régnant dans un massif rocheux et voir en quoi les contraintes purement gravitaires en sont modifiées. Comme dans le chapitre précédent, nous nous intéresserons aux valeurs des contraintes horizontales et verticales, mais aussi aux orientations des contraintes principales.

Pour cela, nous utilisons le théorème de superposition des contraintes (voir Timoshenko et Goodier, 1970) qui s'énonce ainsi :

"Pour une géométrie et des conditions aux limites données, l'état de contraintes en tout point engendré par un chargement complexe $C = \sum C_i$ est égal à la somme des états de contraintes engendrés en ce point par chaque chargement élémentaire C_i ."

Nous allons appliquer ce théorème avec trois chargements élémentaires :

- CE 1. *gravité seule* : poids volumique de la roche $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$;
 contraintes horizontales sur les faces verticales $\sigma_h = 0$;
- CE 2. *contraintes horizontales uniformes* : $\gamma = 0$;
 $\sigma_h = 10 \text{ MPa}$;
- CE 3. *contraintes horizontales linéaires* : $\gamma = 0$;
 $\sigma_h = z \times 10 \text{ MPa/km}$.

Il faut bien noter que chacun de ces chargements élémentaires est un chargement virtuel, qui n'a pas à lui seul de réalité physique. Pour simuler un chargement réaliste, de type gravité + contraintes latérales, il faut ensuite faire une combinaison linéaire de ces trois cas de charge élémentaires.

Par combinaison linéaire du type CE1 + a CE2 + b CE3, nous pouvons ainsi simuler un massif rocheux soumis à l'action de la gravité et à des contraintes tectoniques appliquées sur les bords du massif suivant tout profil du type

$$\sigma_h(z) = a \cdot (10 \text{ MPa}) + b \cdot z \cdot (10 \text{ MPa/km})$$

Les résultats détaillés (contraintes horizontales et verticales calculées en tout point des modèles) de chacun des trois calculs élémentaires réalisés pour chacun des trois modèles sont présentés en Annexe IIIc.

Nous allons dans un premier temps considérer les principaux résultats des calculs élémentaires réalisés, que nous combinerons ensuite pour simuler plusieurs champs de contraintes plus réalistes correspondant à des serrages tectoniques plus ou moins importants.

Principaux résultats des calculs élémentaires (voir Annexe IIIc).

La Figure D-19 montre les résultats obtenus pour le modèle à une montagne, pour les chargements élémentaires CE1 à gauche, et CE3 à droite.

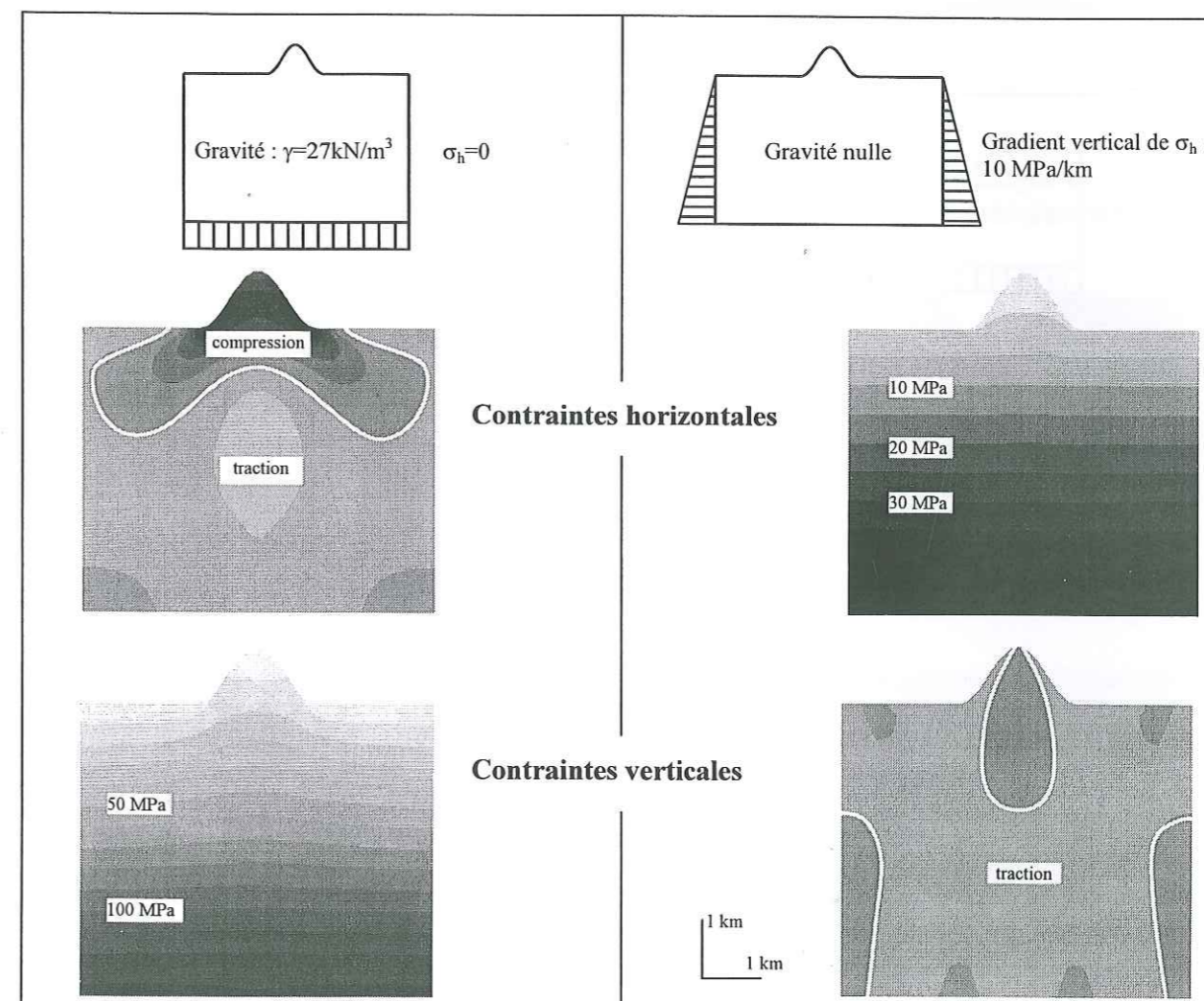


Figure D-19. Résultats des calculs élémentaires pour le modèle à une montagne isolée.

A gauche, gravité seule (CE1) ; à droite, contraintes latérales seules (CE3). Contraintes horizontales en haut, verticales en bas.

La gravité seule (calcul CE1) génère dans tout le massif des contraintes verticales très proches de celles obtenues dans le calcul du § D.3.2. Elle provoque aussi l'apparition de contraintes horizontales beaucoup plus faibles, en compression dans la montagne (valeur maximale d'environ 6 MPa en pieds de pentes) jusqu'à une profondeur de 500 à 1000 m sous le niveau des plateaux, puis en traction en dessous ; la limite traction - compression est matérialisée par la ligne blanche.

Les contraintes latérales seules (calcul CE3) se transmettent horizontalement à travers le massif sans modification importante, hormis une légère diminution sous la montagne, mais surtout elles amènent une légère variation des contraintes verticales en compression sous le sommet, et en traction ailleurs. Les valeurs des contraintes verticales calculées sont toutefois très faibles, inférieures à 1 MPa pour un gradient vertical des contraintes horizontales valant 10 MPa/km.

La Figure D-20 montre de même les résultats obtenus pour le modèle à une vallée.

Là encore, la gravité seule (calcul CE1) génère des contraintes verticales très proches de celles obtenues dans le calcul du § D.3.2. Elle induit aussi des contraintes horizontales beaucoup plus faibles, en traction sous le fond de la vallée (valeur maximale d'environ 15 MPa en fond de vallée) jusqu'à une profondeur de 1000 à 1500 m sous le fond de la vallée, soit 2000 à 2500 m sous le niveau des plateaux, puis en compression en dessous.

Les contraintes horizontales (calcul CE3) se transmettent à travers le massif en se concentrant sous le

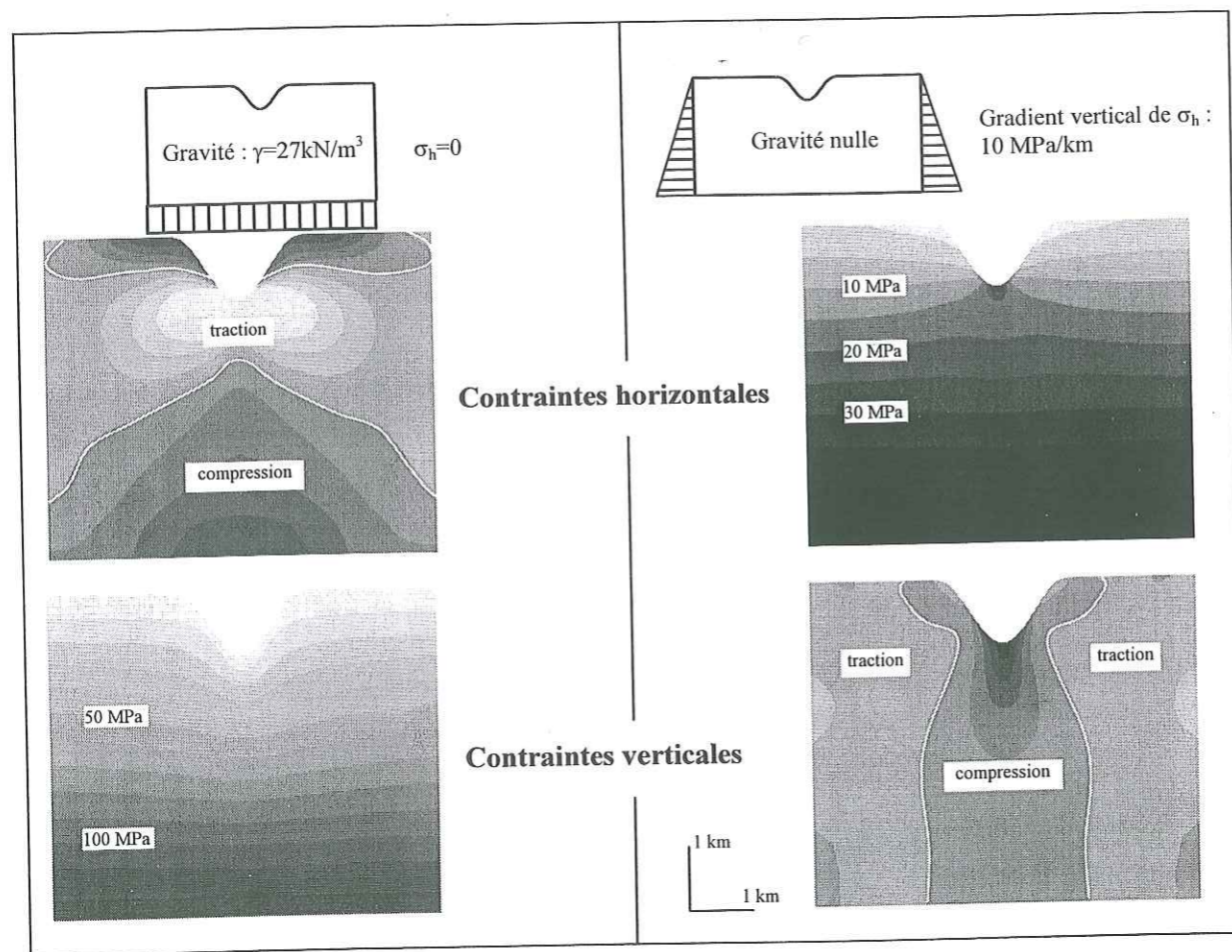


Figure D-20. Résultats des calculs élémentaires pour le modèle à une vallée isolée

A gauche, gravité seule (CE1) ; à droite, contraintes latérales seules (CE3). Contraintes horizontales en haut, verticales en bas.

fond de vallée. Elles provoquent également une compression verticale sous la vallée, qui diminue avec la profondeur ; elle atteint environ 5 MPa en fond de vallée et 2 MPa 1000 m plus bas, pour un gradient vertical des contraintes latérales horizontales valant 10 MPa/km.

Pour les deux modèles, les calculs à contraintes latérales imposées uniformes (cas de chargement CE2) donnent des résultats qualitativement très proches de ceux à contraintes latérales variant linéairement avec la profondeur ; on retrouve notamment les mêmes zones de traction et de compression. Les résultats des calculs CE2 ne sont pas représentés ici, mais se trouvent en Annexe IIIc.

Nous avons aussi fait les calculs CE1, CE2 et CE3 pour le modèle à une montagne et une vallée ; les résultats obtenus se déduisent facilement de ceux obtenus pour les deux premiers modèles et ne sont donc pas présentés dans le texte principal (voir Annexe IIIc).

Finalement, ces calculs élémentaires nous permettent de quantifier la façon dont les contraintes horizontales appliquées sur le bord d'un modèle se transmettent à travers un massif à topographie non plane, et en particulier la concentration de contrainte horizontale qui se produit en fond de vallée.

Ces calculs apportent également un résultat intéressant : l'application de contraintes horizontales modifie légèrement les contraintes verticales dans un massif rocheux à proximité des zones à topographie accidentée. Ils se produit ainsi un allègement à proximité des montagnes et au contraire un alourdissement sous les fonds de vallées. Quantitativement, la modification relative des contraintes verticales reste faible mais n'est pas pour autant à négliger.

Combinaisons linéaires particulières (voir Annexe IIIId).

Nous allons maintenant regarder les résultats obtenus pour le modèle à une montagne et une vallée, pour quelques combinaisons linéaires particulières des chargements élémentaires et notamment :

$$\begin{cases} a = 0 \\ b = 0.675, 1.35, 2.70 \text{ ou } 4.05 \end{cases}$$

correspondant, aux limites du modèle, à des champs de contraintes dans lesquels le rapport de la contrainte horizontale sur la contrainte verticale, que nous appellerons K_∞ , vaut 0.25, 0.5, 1.0 ou 1.5 puisque $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$. Le cas $K_\infty = 0.25$, que nous rappelons simplement ici, avait déjà été traité dans le chapitre D.3.2. pour étudier l'influence de la topographie sur le champ de contraintes.

La Figure D-21 montre, en fonction de l'intensité de la contrainte tectonique appliquée (K_∞), l'évolution des contraintes horizontales et verticales sous l'axe de la montagne (Fig. D-21a) et sous l'axe de la vallée (Fig. D-21b).

On retrouve bien la très légère variation de contrainte verticale sous la montagne avec l'augmentation de K_∞ , et sous la vallée une zone où la contrainte verticale augmente sensiblement (jusqu'à 2000 m sous le fond de vallée). La variation relative est faible sauf à proximité du fond de vallée : à 150 m sous le fond de la vallée, la contrainte verticale pour $K_\infty = 1.5$ est le double de celle obtenue pour $K_\infty = 0.5$.

On retrouve bien sûr aussi l'augmentation des contraintes horizontales calculées lorsque les contraintes tectoniques appliquées augmentent. Cette variation est particulièrement sensible sous le fond de vallée où la concentration de contrainte est très forte.

Concernant les orientations des contraintes principales, la situation est très différente suivant la valeur de K_∞ choisie (Fig. D-22).

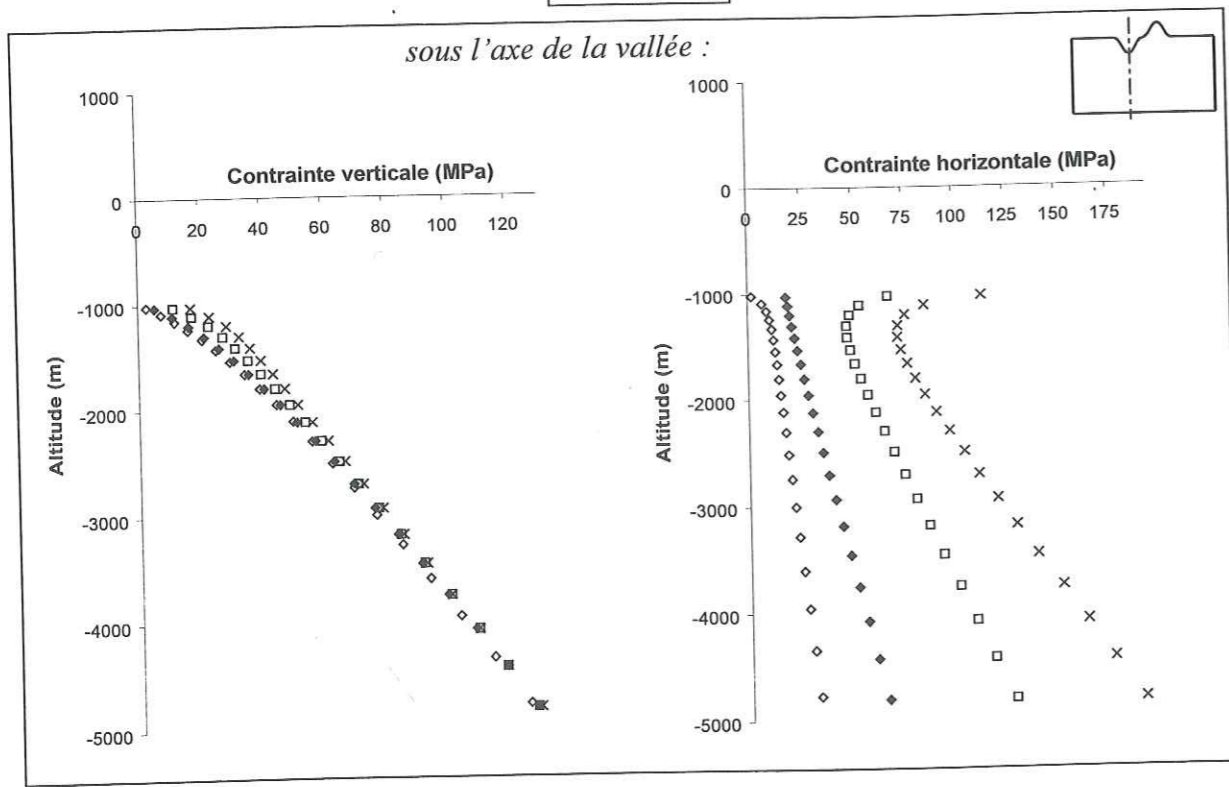
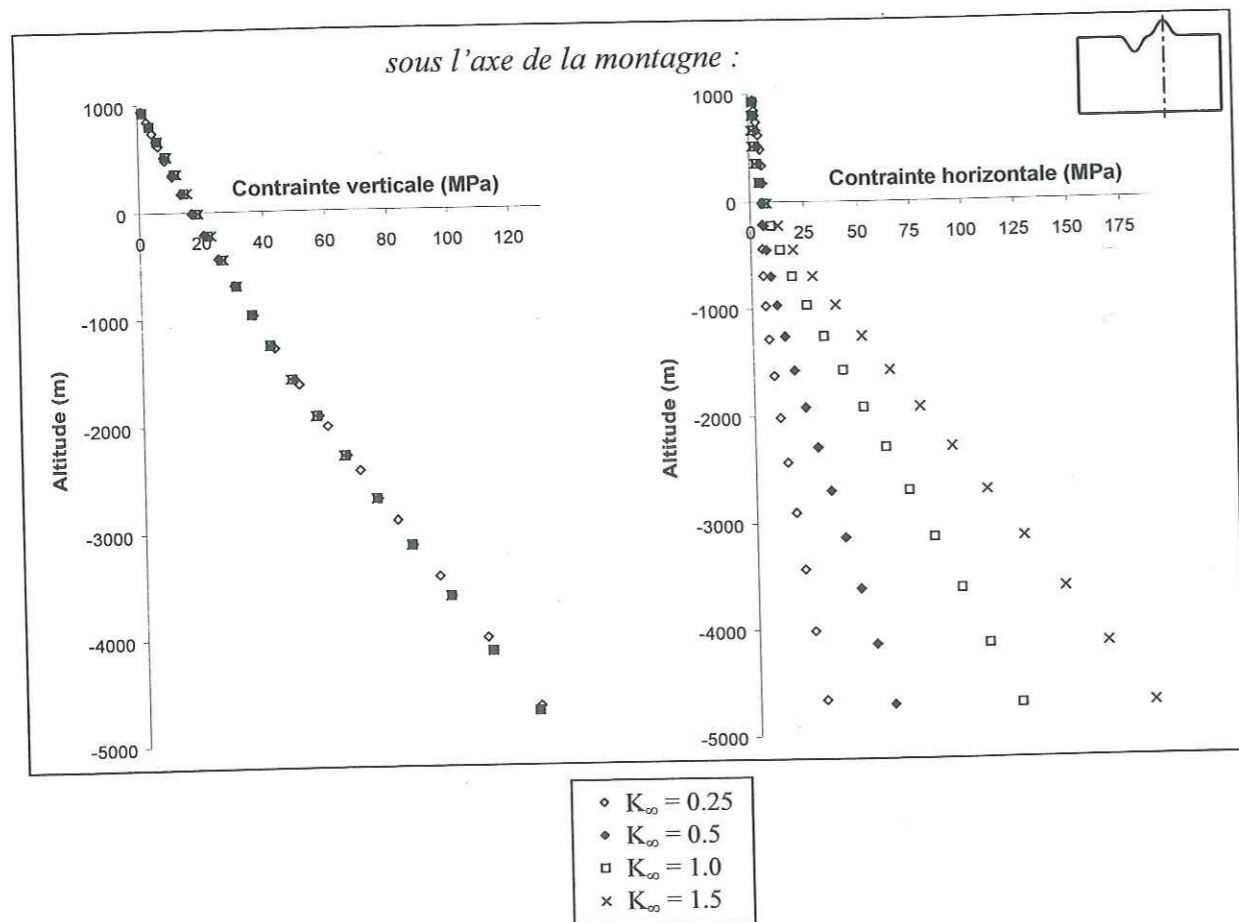


Figure D-21. Application de contraintes tectoniques : valeurs des contraintes principales. En haut (D-21a), résultats sous l'axe de la montagne ; en bas (D-21b), résultats sous l'axe de la vallée. Calculs (CE1 + a.CE3) avec $a = 0.675, 1.35, 2.70$ ou 4.05 .

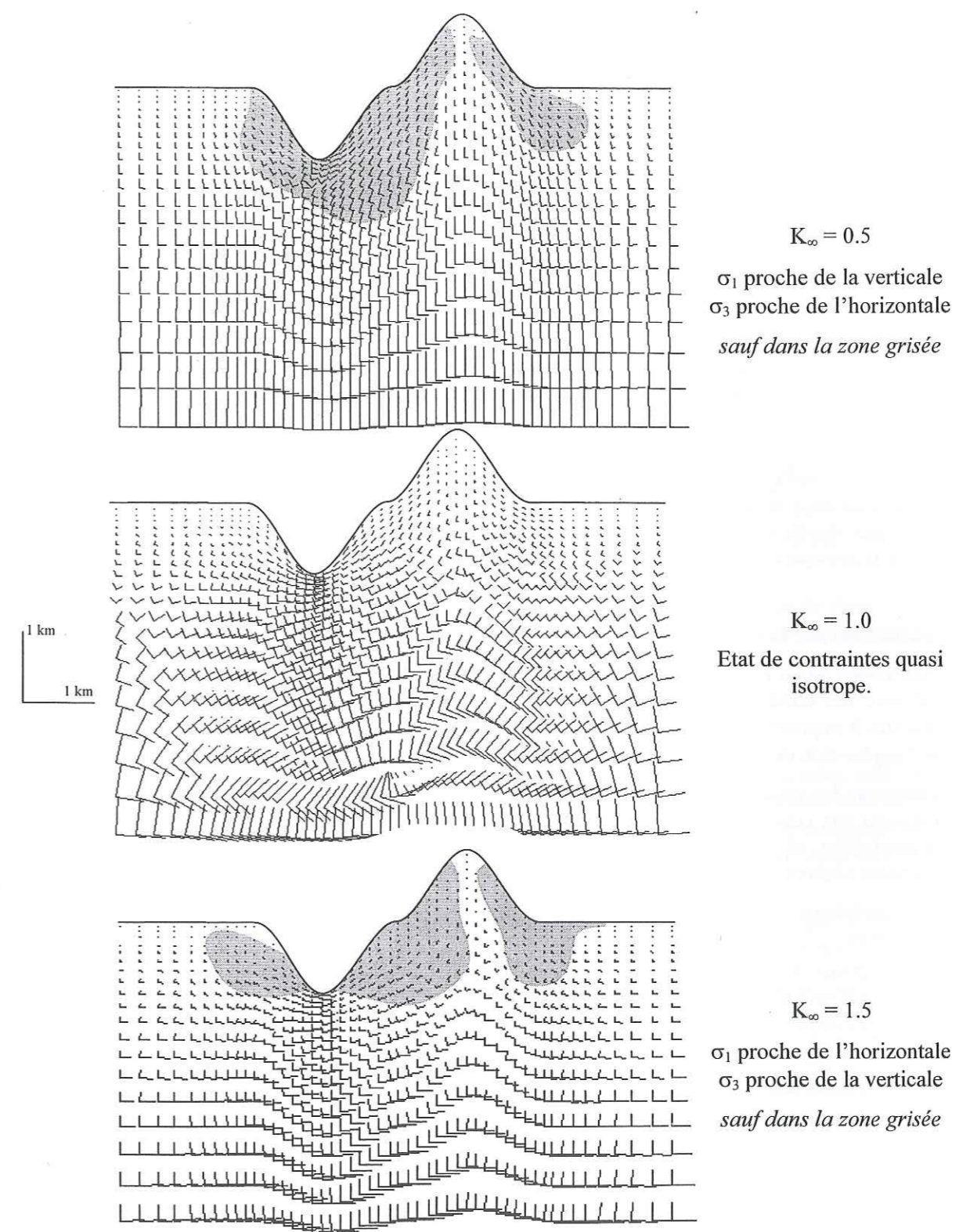


Figure D-22. Application de contraintes tectoniques : évolution des orientations des contraintes principales.

Zone grisée : les contraintes principales s'écartent de plus de 15° de l'horizontale et de la verticale.

Pour $K_{\infty} = 0.5$, nous retrouvons un résultat proche de celui obtenu avec le calcul présenté en D.3.2. (conditions aux limites en déplacements horizontaux nuls, avec donc un K_{∞} proche de 0.25, voir Figure D-18), avec toutefois une épaisseur de la zone perturbée un peu plus importante : elle s'enfonce jusque 800 m sous la vallée, ou 1800 m sous le niveau des plateaux. Cela vient tout simplement du fait qu'en augmentant K_{∞} , nous nous sommes rapprochés dans une partie du massif d'un état de contraintes isotrope pour lequel les directions principales du tenseur des contraintes sont mal définies ; en effet, dans ces conditions, une faible variation de la contrainte horizontale par exemple suffit à provoquer une rotation importante des contraintes principales sans que l'état de contraintes ne soit fortement modifié.

Pour $K_{\infty} = 1.0$, presque tout le massif est proche d'un état de contraintes isotrope pour lequel les directions principales sont mal déterminées. L'inclinaison des contraintes principales par rapport à l'horizontale et à la verticale n'est donc plus un critère d'évaluation de la zone où l'orientation des contraintes est modifiée sensiblement par la topographie. Nous n'avons donc pas représenté ce critère sur la figure correspondante.

Pour $K_{\infty} = 1.5$ enfin, la contrainte principale majeure est subhorizontale dans la majeure partie du massif. La zone dans laquelle elle s'écarte de plus de 15° de l'horizontale a une forme assez aplatie. Elle ne suit pas vraiment la surface topographique ; elle ne s'enfonce pratiquement pas sous la vallée, mais occupe la presque totalité de la montagne.

Conclusions sur la tectonique.

Nous avons vu en D.3.2. l'influence de la topographie sur un champ de contraintes « gravitaire » calculé avec des conditions aux limites en déplacements horizontaux nuls, ce qui revient dans les cas présentés à imposer un $K_{\infty} = 0.25$. Nous savons maintenant comment cet état de référence est modifié par l'application de contraintes tectoniques supplémentaires.

Concernant les valeurs des contraintes, les contraintes horizontales augmentent en général proportionnellement aux contraintes imposées aux limites, sauf sous les vallées, où elles se concentrent, et sous les montagnes, où elles s'atténuent ; les contraintes verticales ne sont que légèrement modifiées : elles diminuent légèrement sous les montagnes et augmentent plus fortement sous les vallées.

Les orientations des contraintes principales sont elles aussi fortement dépendantes des contraintes tectoniques :

- lorsque $K_{\infty} < 1$ (nous avons vu $K_{\infty} = 0.25$ et $K_{\infty} = 0.5$), la contrainte principale majeure est subverticale (avec une tolérance de 15°) dans la majeure partie du massif, sauf dans une bande parallèle à la surface topographique dont l'épaisseur dépend de K_{∞} (500 m pour $K_{\infty} = 0.25$, 800 m pour $K_{\infty} = 0.5$) ;
- lorsque $K_{\infty} = 1$, les orientations sont très dispersées, mais elles sont en fait mal définies du fait de la quasi isotropie du champ de contraintes. On ne ferait donc pas d'erreur importante en considérant que les directions principales sont horizontale et verticale ;
- lorsque $K_{\infty} > 1$ (nous avons vu $K_{\infty} = 1.5$), la contrainte principale majeure est subhorizontale (avec une tolérance de 15°) dans la majeure partie du massif, sauf dans une zone aplatie horizontalement qui tangente le fond de vallée et englobe presque tout le volume de la montagne ; en-dessous du fond de vallée, on peut donc considérer que les directions principales sont horizontale et verticale.

D.3.4. Influence de l'anisotropie de la roche.

Méthode.

Les calculs analytiques présentés en D.1.2. ont montré que la prise en compte de l'anisotropie des propriétés élastiques d'un massif rocheux pouvait avoir une influence sur l'état de contraintes. Nous allons essayer de quantifier les perturbations apportées à la fois aux valeurs et aux orientations des contraintes principales.

Pour cela, nous considérons un modèle rhéologique modérément anisotrope simulant un matériau comparable au gneiss d'Ambin (voir § B) :

- matériau élastique linéaire transversalement isotrope, avec comme rapport des modules d'Young $E/E' = 1.5$, comme rapport des modules de cisaillement $G/G' = 1.5$ et comme coefficients de Poisson $\nu = \nu' = 0.25$ (et $E = 15$ GPa, mais cette valeur n'a aucune influence sur les résultats si les rapports des modules élastiques E/E' et G/G' sont respectés, voir § D.1.2.).

Pour simplifier le problème, l'anisotropie est supposée avoir une orientation constante dans tout le massif rocheux, mais cette orientation varie d'un calcul à l'autre. Etant donné qu'il serait long et inutile de calculer les états de contraintes obtenus pour toutes les orientations possibles de l'anisotropie, nous nous contenterons de quelques orientations particulières : anisotropie horizontale, verticale, inclinée à 45° vers la droite ou à 45° vers la gauche.

Nous allons voir comment la prise en compte de l'anisotropie modifie les champs de contraintes calculés précédemment pour le modèle à une montagne et une vallée, pour deux intensités de contraintes tectoniques, $K_{\infty} = 0.5$ puis $K_{\infty} = 1.0$.

Résultats obtenus (voir Annexe IIIe).

La Figure D-23 montre les variations des contraintes horizontales et verticales calculées sous l'axe de la montagne (Fig. D-23a) et sous l'axe de la vallée (Fig. D-23b) pour des contraintes latérales appliquées avec $K_{\infty} = 0.5$, lorsque l'on modifie l'orientation de l'anisotropie. A titre de comparaison, on a également rappelé les résultats obtenus précédemment avec une loi de comportement isotrope. De même, la Figure D-24 montre les résultats obtenus pour $K_{\infty} = 1.0$.

La première constatation est que d'une manière générale, les contraintes varient peu d'un calcul à l'autre ; elles sont presque toujours très proches de celles obtenues avec le calcul isotrope.

Les principales différences sont d'une part dans la montagne (altitude de 0 à 1000 m) où la contrainte horizontale est sensiblement augmentée lorsque l'anisotropie est horizontale, et d'autre part sous le fond de vallée où la contrainte horizontale est très faible pour l'anisotropie horizontale (surtout pour $K_{\infty} = 0.5$), mais par contre forte lorsque l'anisotropie est inclinée de 45° vers la gauche (ce dernier résultat s'explique facilement par un report important du poids de la montagne dans la zone de fond de vallée, parallèlement aux plans isotropes).

Les contraintes verticales varient encore moins que les contraintes horizontales. Lorsque l'anisotropie est horizontale, elles augmentent sous la vallée et diminuent sous la montagne ; lorsqu'elle est inclinée de 45° vers la droite ou vers la gauche, elles diminuent sous la vallée et augmentent sous la montagne ; lorsqu'elle est verticale, elles sont inchangées par rapport au calcul isotrope. Quantitativement, les contraintes calculées s'écartent des contraintes obtenues avec la loi de comportement isotrope de moins de 5 % partout sauf dans les premiers 400 premiers mètres sous le fond de la vallée et dans la montagne au-dessus du niveau des plateaux.

Enfin, les orientations des contraintes principales dans le massif (Fig. D-25) sont pratiquement les mêmes pour tous les calculs réalisés. Pour le calcul à $K_{\infty} = 0.5$, l'épaisseur de la zone dans laquelle les directions principales s'écartent de plus de 15° de l'horizontale et de la verticale est toujours comprise entre 500 et 800 m.

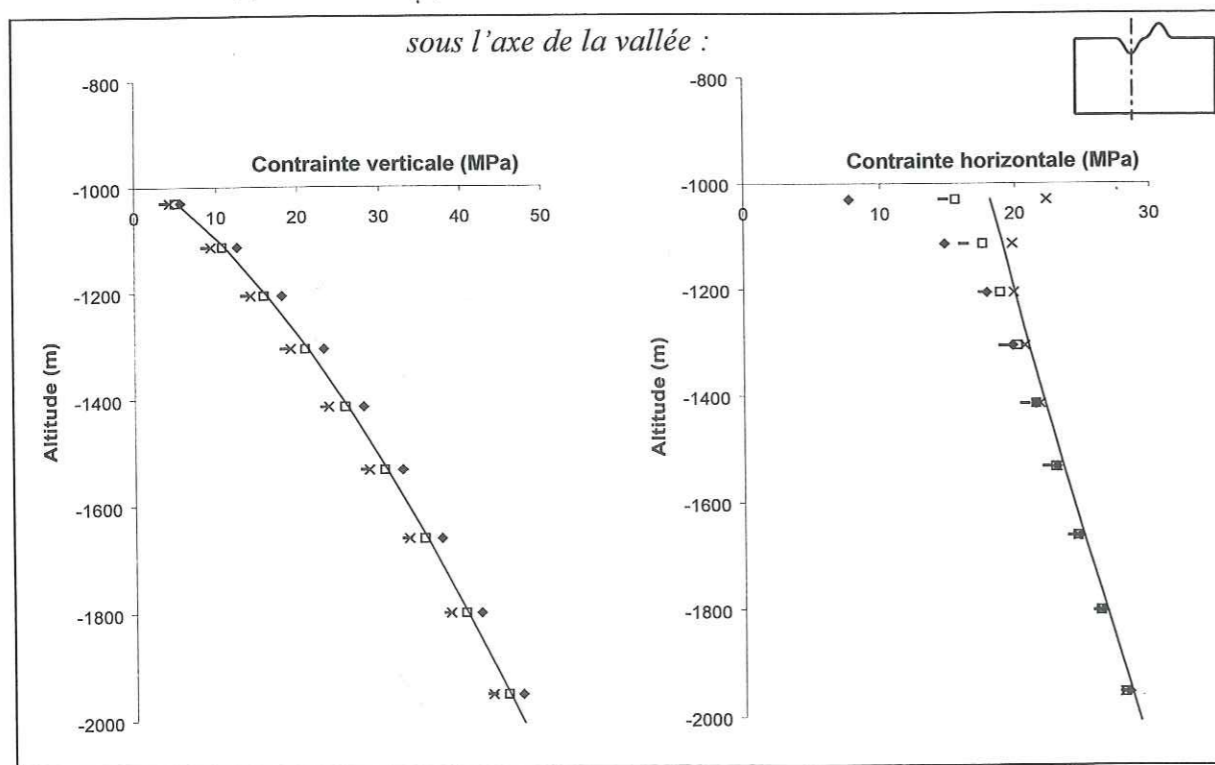
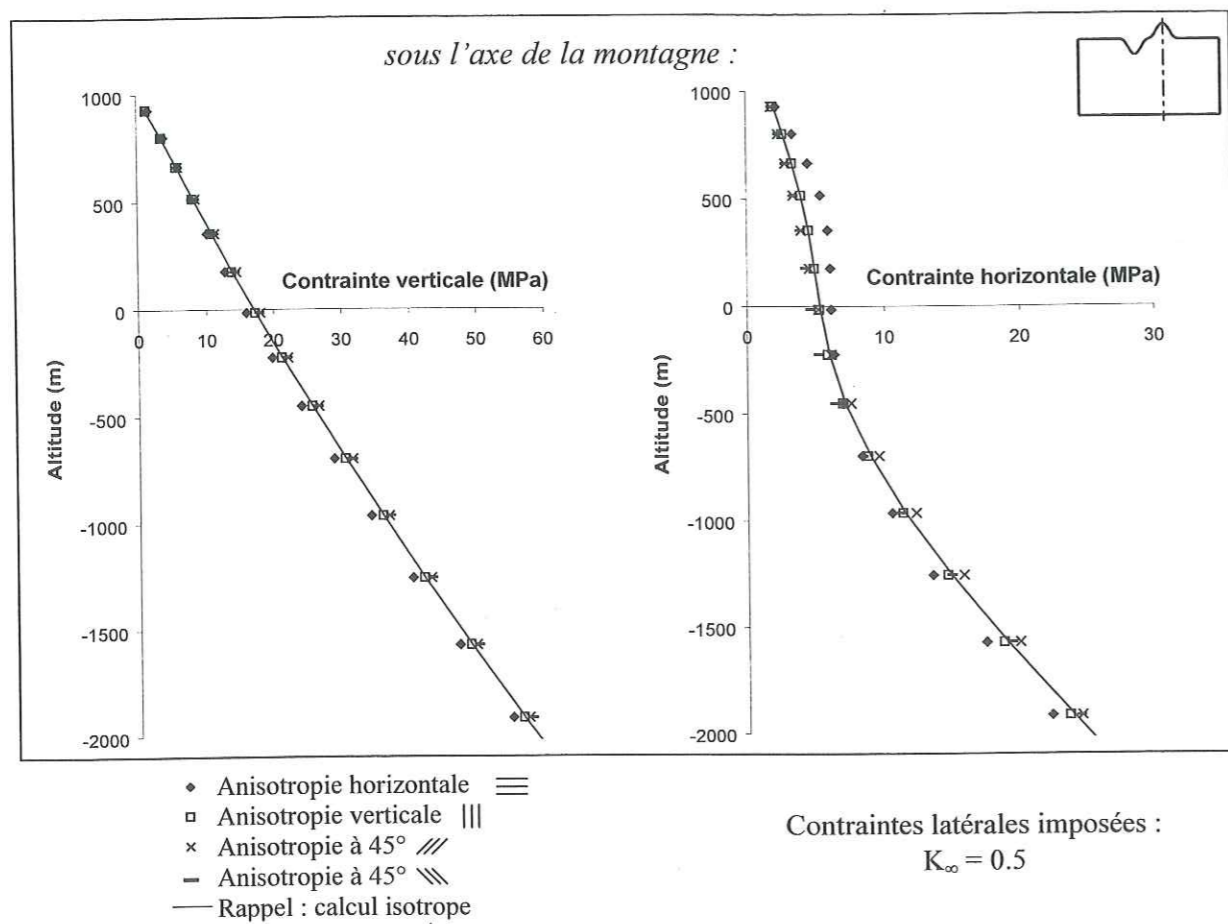


Figure D-23. Influence de l'anisotropie sur les valeurs des contraintes principales ($K_{\infty} = 0.5$).
 En haut (D-23a), résultats sous l'axe de la montagne et en bas (D-23b), résultats sous l'axe de la vallée pour le modèle à une montagne et une vallée.

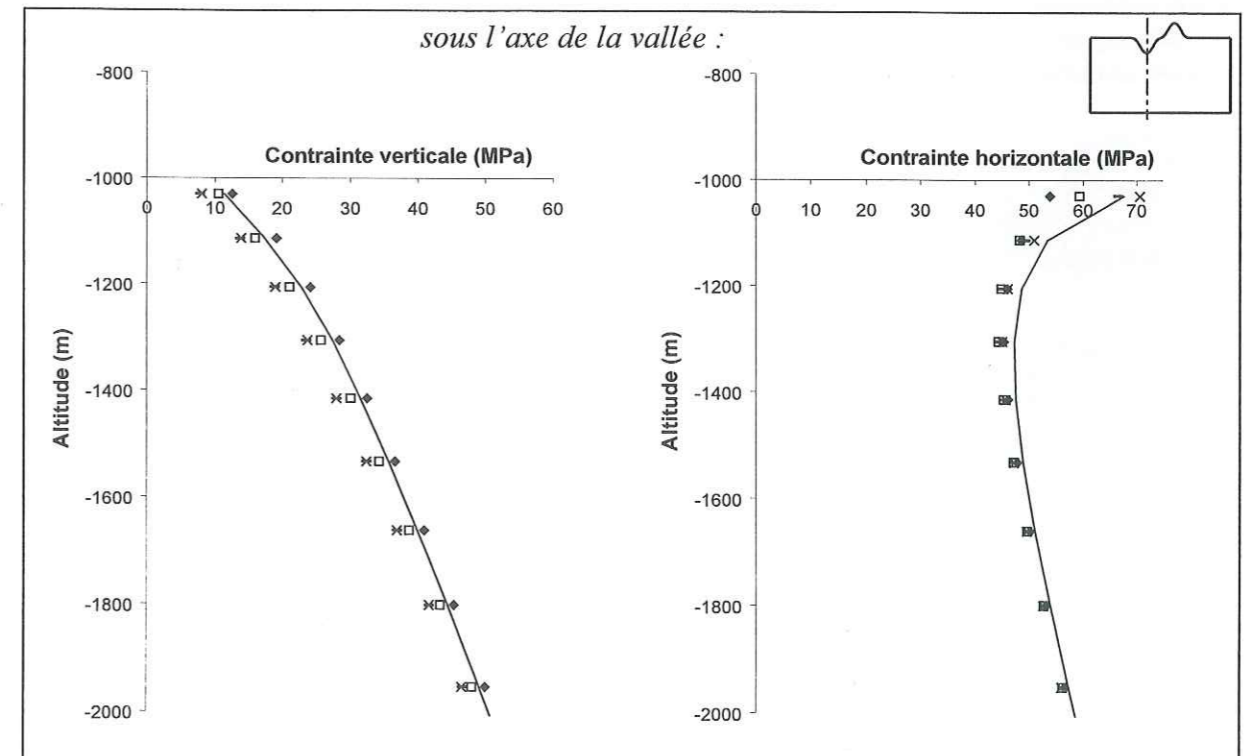
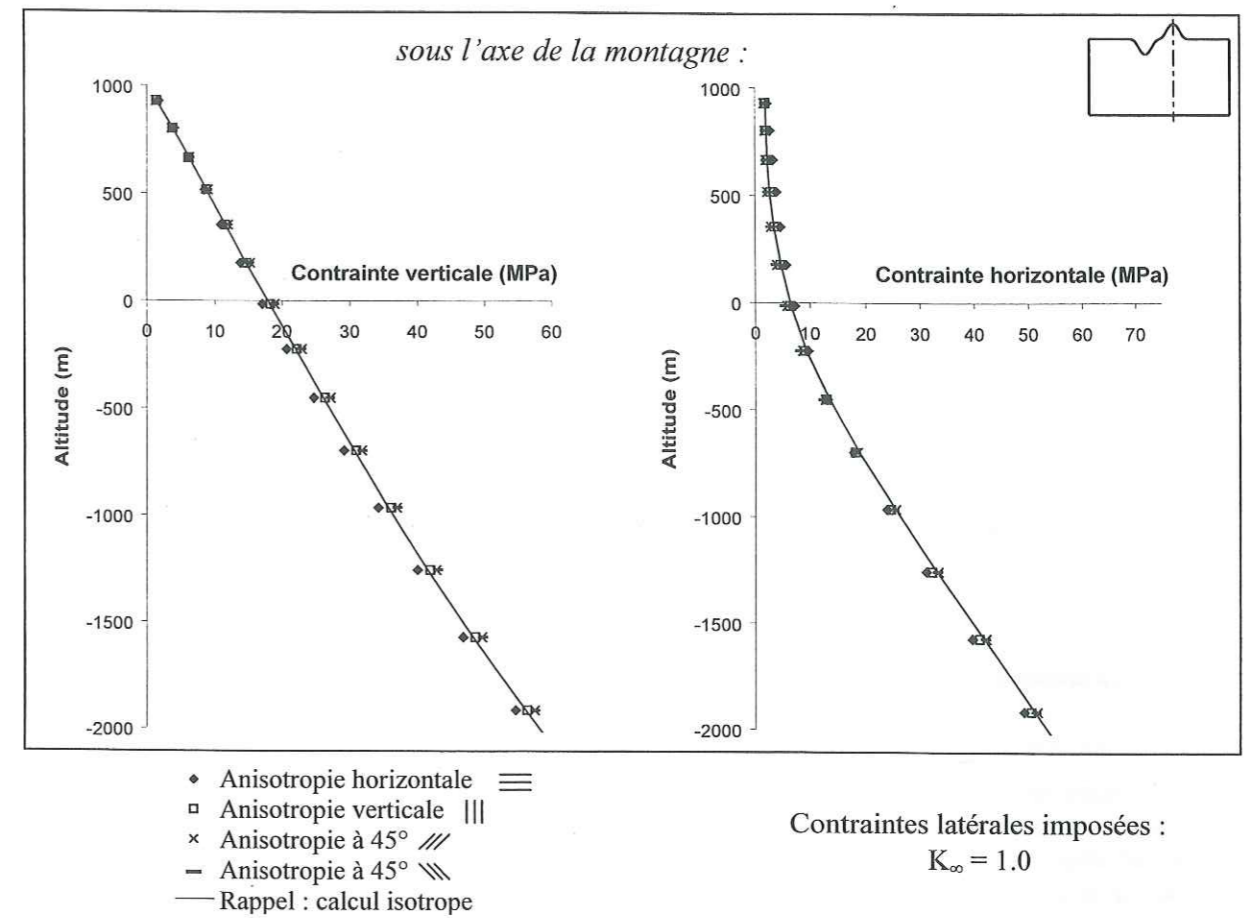


Figure D-24. Influence de l'anisotropie sur les valeurs des contraintes principales ($K_{\infty} = 1.0$).
 En haut (D-24a), résultats sous l'axe de la montagne et en bas (D-24b), résultats sous l'axe de la vallée pour le modèle à une montagne et une vallée.

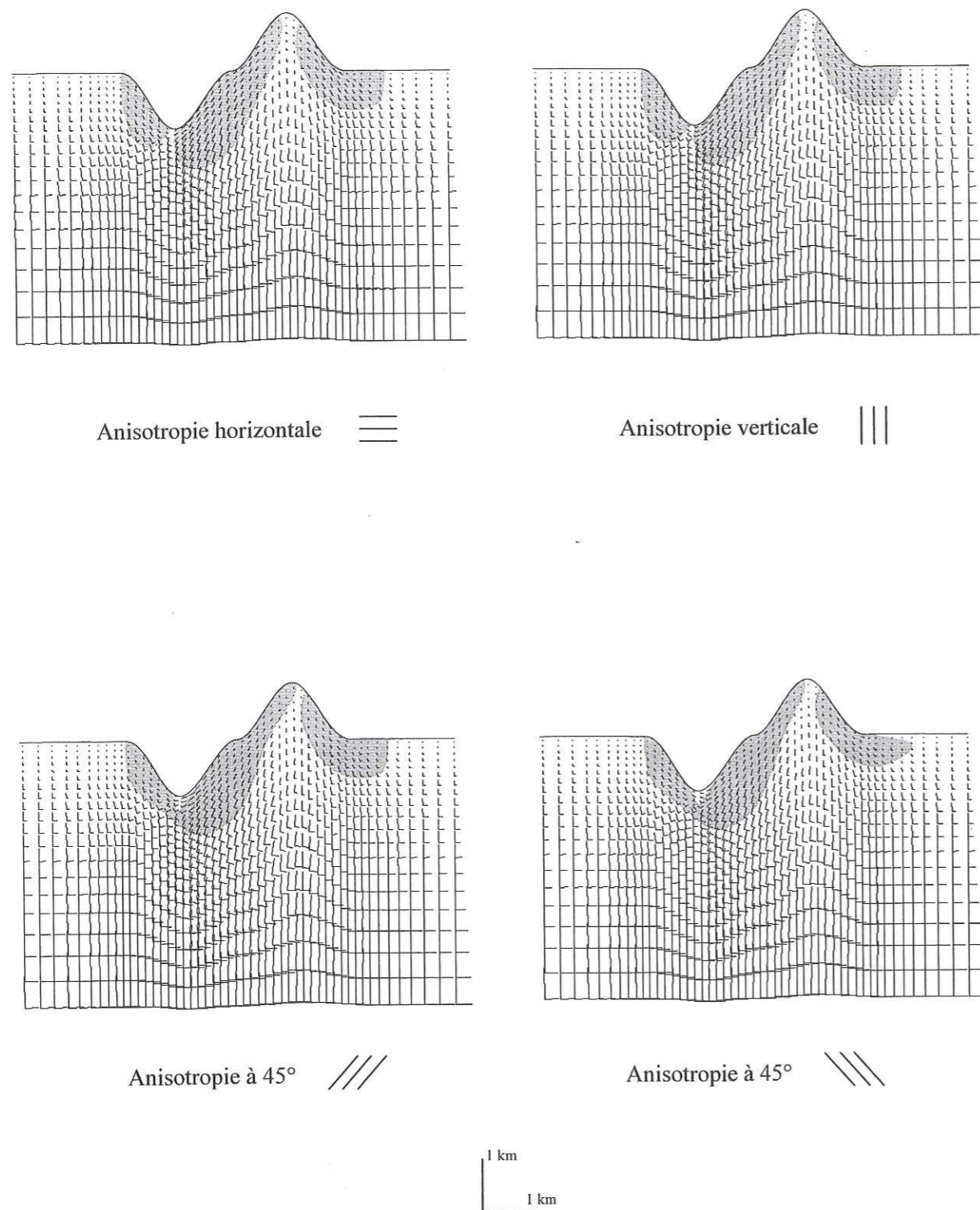


Figure D-25. Influence de l'anisotropie sur les orientations des contraintes principales ($K_{\infty}=0.5$).

Zones grisées : les contraintes principales s'écartent de plus de 15° de l'horizontale et de la verticale.

Pour comparaison, le cas isotrope est représenté en Figure D-22.

Conclusions sur l'influence de l'anisotropie.

La prise en compte d'une anisotropie modérée de la roche ($E/E' = 1.5$, $G/G' = 1.5$, $\nu = \nu' = 0.25$) modifie peu les contraintes calculées par rapport au cas où la roche est supposée élastiquement isotrope, aussi bien pour les valeurs que pour les orientations des contraintes principales. On note toutefois une variation sensible des contraintes horizontales dans la montagne, et en fond de vallée sur une profondeur réduite d'environ 200 mètres.

D.3.5. Bilan.

Nous avons vu dans ce chapitre comment un champ de contraintes gravitaire, compatible avec une topographie donnée, était modifié par l'application de contraintes tectoniques (§ D.3.3.) puis par la prise en compte d'une éventuelle anisotropie du massif rocheux.

Les influences de ces deux paramètres ne sont manifestement pas du même ordre de grandeur : la prise en compte de contraintes tectoniques appliquées sur les côtés d'un modèle modifie fortement les contraintes horizontales dans tout le massif et très légèrement les contraintes verticales dans des zones particulières, tandis que la prise en compte d'une anisotropie modérée du comportement élastique du massif rocheux (dans notre cas, le rapport des modules élastiques est de 1.5) modifie les valeurs des contraintes de moins de 5% presque partout, sauf à proximité des fonds de vallée et des montagnes.

Les ordres de grandeur respectifs des influences des deux paramètres que nous avons étudiés sont illustrés sur la Figure D-26, qui montre les contraintes horizontales et verticales calculées sur une coupe du modèle à une vallée et une montagne réalisée à une altitude de 500 m inférieure à celle du fond de vallée. Deux intensités de serrage tectoniques sont considérées ($K_{\infty} = 0.5$ et $K_{\infty} = 1.0$), et le comportement élastique de la roche est soit isotrope, soit transversalement isotrope avec les paramètres décrits plus haut. Les quatre calculs anisotropes effectués, correspondant à quatre orientations possibles de l'anisotropie, sont résumés par deux courbes enveloppes qui donnent les limites de variation des contraintes calculées lorsque l'orientation de l'anisotropie varie.

On voit nettement que le passage de $K_{\infty} = 0.5$ à $K_{\infty} = 1.0$ modifie fortement les contraintes calculées. Dans le premier cas la contrainte verticale est supérieure à l'horizontale sur toute la coupe considérée, tandis que dans le deuxième cas la situation est inversée dans toute la moitié gauche de la coupe, c'est-à-dire au passage sous la vallée. L'influence de l'anisotropie de la roche, bien que sensible, est de second ordre par rapport à celle des contraintes latérales appliquées.

Remarquons toutefois que nous n'avons modélisé ici qu'une roche faiblement anisotrope, avec des caractéristiques proches de celles du gneiss d'Ambin. Il serait intéressant, dans une phase ultérieure de l'étude, d'étudier les modifications apportées par la prise en compte de degrés d'anisotropie plus élevés, avec des rapports de modules atteignant par exemple 5 ou même 10. L'anisotropie serait alors probablement un paramètre de poids bien plus élevé qu'elle ne l'est ici.

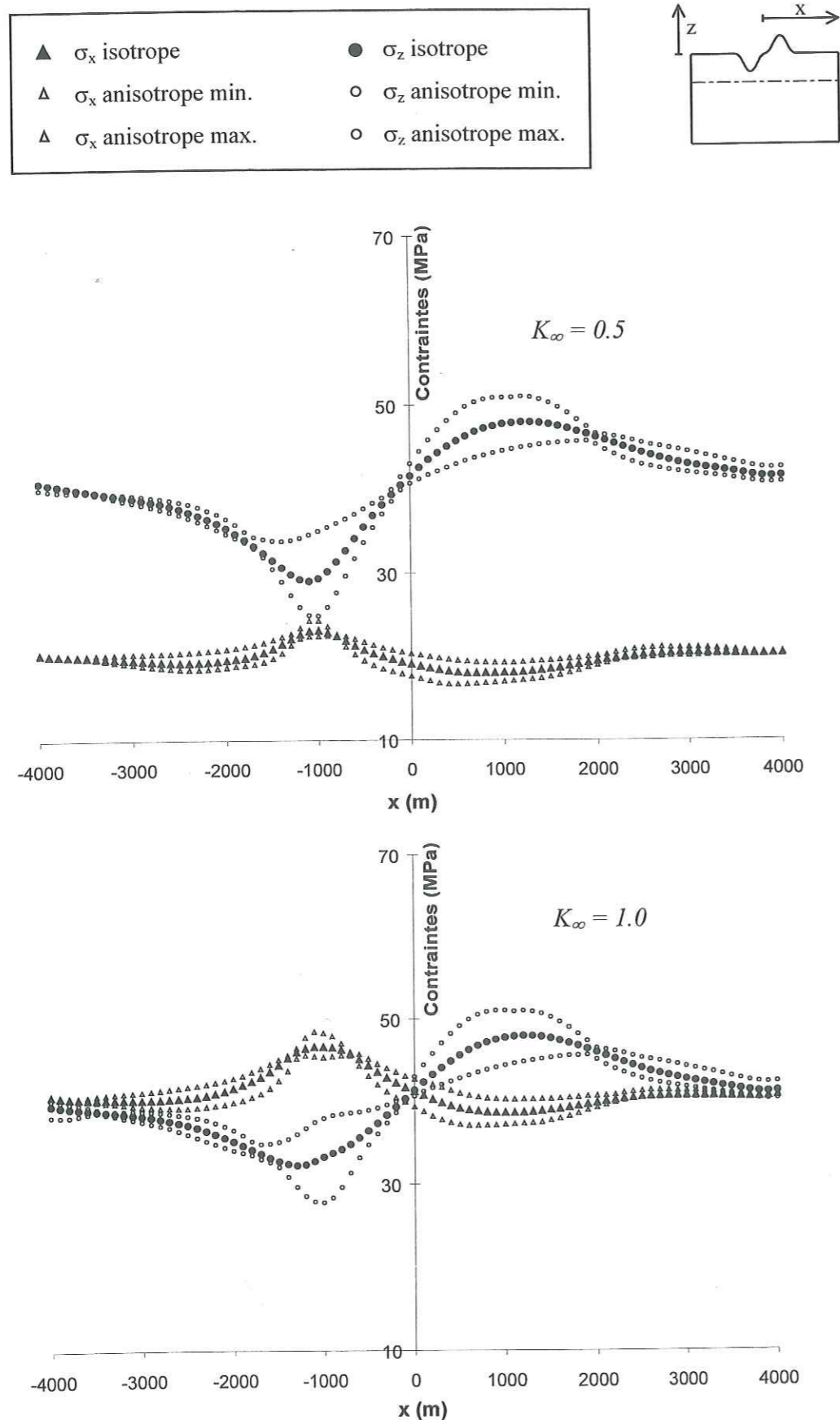


Figure D-26. Contraintes calculées sur une coupe horizontale à $z = -1500\text{m}$, pour $K_\infty = 0.5$ ou $K_\infty = 1.0$ (modèle à une montagne accolée à une vallée); comparaison des solutions isotropes et anisotropes.

D.4. Modélisation des contraintes dans le massif d'Ambin.

D.4.1. Problématique.

Des mesures de contraintes ont été faites dans quatre forages du massif d'Ambin par la méthode HTPF (Hydraulic Testing on Preexisting Fractures). Nous en rappelons les principaux résultats (voir § C.2. et Tab. D-2) :

- dans les forages S5 et S23, situés à la fois en bordure italienne du massif et en situation topographique de versant, on a mesuré un état de contraintes de type « K_0 » caractérisé par une contrainte verticale proche de la contrainte lithostatique et des contraintes horizontales presque isotropes, valant la moitié de la verticale ;
- dans les forages F16 et S4, situés plus au cœur du massif et en situation de fond de vallon, on a mesuré des contraintes verticales faibles, inférieures à la contrainte lithostatique, et des contraintes horizontales plus fortes et anisotropes, la contrainte horizontale majeure étant perpendiculaire à chaque vallon (Vallon d'Ambin, Val Clarea) ;
- dans les trois forages dans lesquels on a pu tester l'hypothèse de verticalité d'une contrainte principale, celle-ci s'est vérifiée en dessous d'une profondeur d'environ 500 m sous la surface topographique.

On sait toutefois que la méthode HTPF est une méthode de mesure comportant une part d'interprétation importante. Nous avons vu aussi que les résultats obtenus n'ont pas tous la même fiabilité, les moins fiables étant la valeur de la contrainte verticale mesurée dans le F16 (par manque de fractures subhorizontales), et le tenseur complet déterminé dans le S4 (par manque de fractures).

Pour évaluer la vraisemblance de ces résultats et mieux les comprendre, il nous semble donc intéressant de compléter les mesures par une modélisation numérique des contraintes dans le massif d'Ambin dans laquelle nous essaierons d'intégrer les éléments suivants : topographie simplifiée du massif, contraintes tectoniques et anisotropie des roches.

La modélisation numérique pourra aussi nous aider à extrapoler les résultats de mesure à l'ensemble du massif.

Tableau D-2. Etats de contraintes mesurés au fond des forages F16, S4, S5 et S23.

z : altitude moyenne de la zone de mesure ; σ_v : valeur de la contrainte verticale mesurée ; σ_h (resp. σ_H) : valeur de la contrainte horizontale mineure (resp. majeure) mesurée.

Forage	z (m)	σ_v (MPa)	σ_h (MPa) et azimut	σ_H (MPa) et azimut
F16	840	23	28 (N36)	36 (N126)
S4	624	17	20 (N143)	30 (N53)
S5	780	19	10 (N75)	13 (N165)
S23	569	14	7 (N148)	9 (N58)

D.4.2. Méthode employée.

Dans le secteur traversé par le futur tunnel Maurienne – Ambin, le massif d’Ambin a au premier ordre une topographie bidimensionnelle constituée de vallées et de crêtes d’orientation NNW-SSE à NNE-SSW, perpendiculaires au tracé du tunnel qui serait lui-même parallèle à la direction globale de la « contrainte tectonique régionale » (voir § A.3.1.).

En simplifiant la topographie, on peut donc modéliser le massif d’Ambin en 2D sous la forme représentée en Figure D-27. Nous obtenons ainsi un modèle délibérément simplifié, sur lequel on pourra tester l’influence de la tectonique et de l’anisotropie des roches comme nous l’avons fait aux chapitres D.2. et D.3. sur des modèles théoriques plus simples.

On sait de plus que les roches constitutives du massif d’Ambin sont assez homogènes. La majeure partie du massif est en effet constituée des micaschistes de la Clarea que nous avons étudiés en détail dans le chapitre B. Nous rappelons ici les valeurs des paramètres élastiques de cette roche à laquelle nous avons appliqué un modèle transversalement isotrope, et qui la classent comme une roche schisteuse faiblement anisotrope :

- $E = 75 \text{ GPa}$
- $E' = 58 \text{ GPa}$
- $\nu = 0.17$
- $\nu' = 0.25$
- $G' = 19 \text{ GPa}$

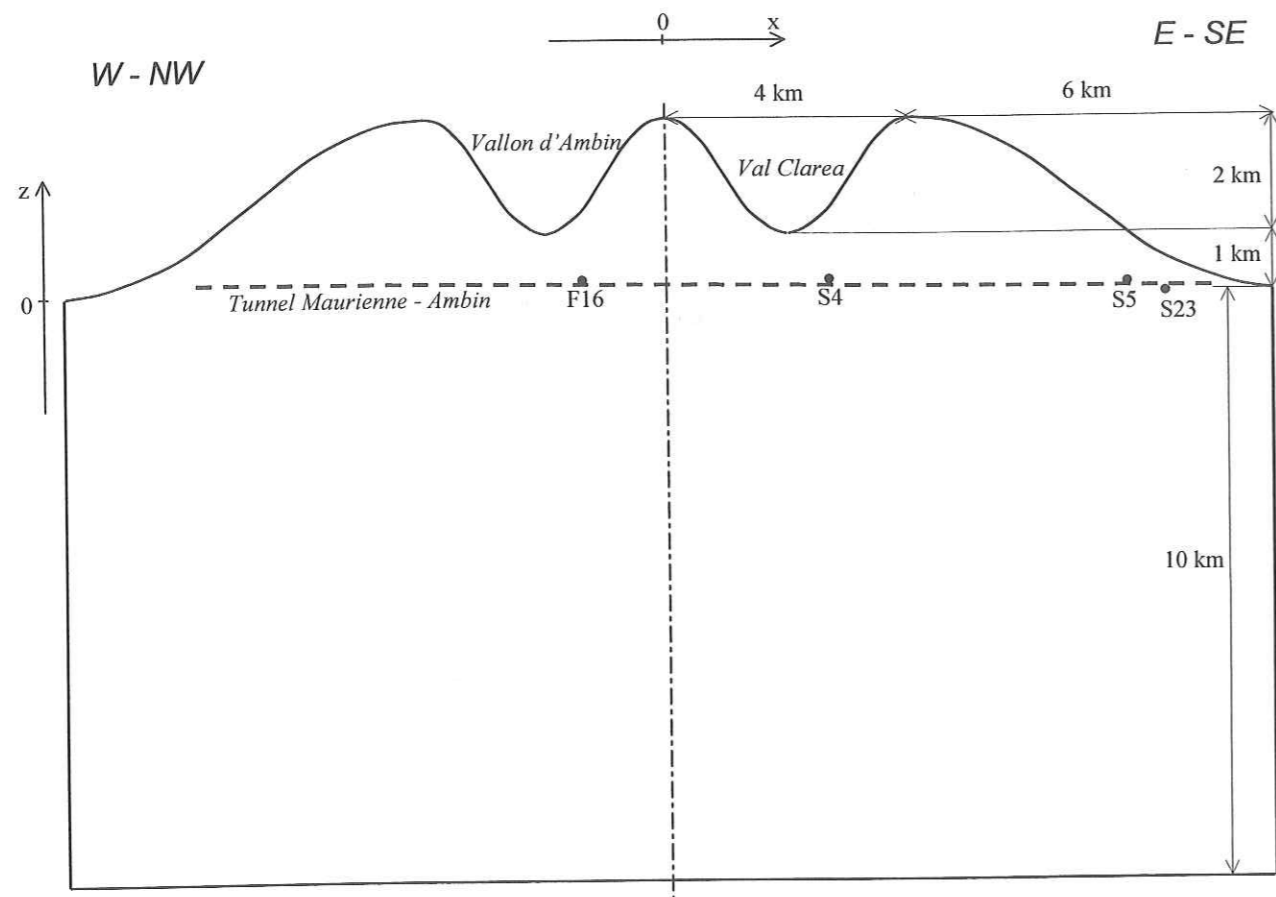


Figure D-27. Modèle 2D idéalisé représentant la topographie du massif d’Ambin.

Les paramètres ayant une influence sur le champ de contraintes sont donc $E/E' = 1.29$, $G/G' = 1.69$, $\nu = 0.17$ et $\nu' = 0.25$.

Nous allons dans un premier temps tester l’influence du paramètre majeur qu’est la tectonique régionale sur l’état de contraintes dans le massif en supposant par simplification que la roche est isotrope, puis nous verrons dans quelle mesure l’anisotropie des micaschistes disposée en forme de dôme dans le massif d’Ambin peut elle aussi influencer sur l’état de contraintes.

D.4.3. Influence de la tectonique sur l’état de contraintes calculé dans le massif d’Ambin.

Pour simuler l’effet des contraintes tectoniques régionales, qui seraient dans l’état actuel de nos connaissances (voir § A.3.1.) orientées parallèlement au tunnel et donc aussi au modèle que nous avons réalisé, nous avons procédé exactement comme nous l’avons fait précédemment sur les modèles à une montagne, une vallée puis une montagne accolée à une vallée. Nous avons donc réalisé trois calculs élémentaires correspondant aux trois chargements élémentaires appelés CE1, CE2 et CE3 (voir Annexe III f), que nous pouvons ensuite combiner pour obtenir plusieurs scénarios de chargement réalistes représentant plusieurs degrés de serrage tectonique.

Nous retrouvons avec ces calculs les caractéristiques des champs de contraintes calculés en D.3. sur des modèles plus simples. Nous retrouvons en particulier les concentrations de contraintes horizontales en fond de vallée qui concernent directement les forages F16 et S4, et l’allègement relatif de la contrainte verticale dans une large partie du massif lorsque le serrage tectonique augmente (Fig. D-28). Ce très faible allègement se produit partout sauf sur les côtés du modèle et juste sous les fonds de vallées sur une largeur réduite où au contraire la contrainte verticale augmente ; les forages F16 et S4 n’étant pas verticaux, les zones de mesure des contraintes dans ces deux forages se trouvent plutôt dans la zone d’allègement du massif.

Les Figures D-29 et D-30 montrent les contraintes calculées dans les deux cas particuliers $K_\infty = 0.5$ et $K_\infty = 1.0$.

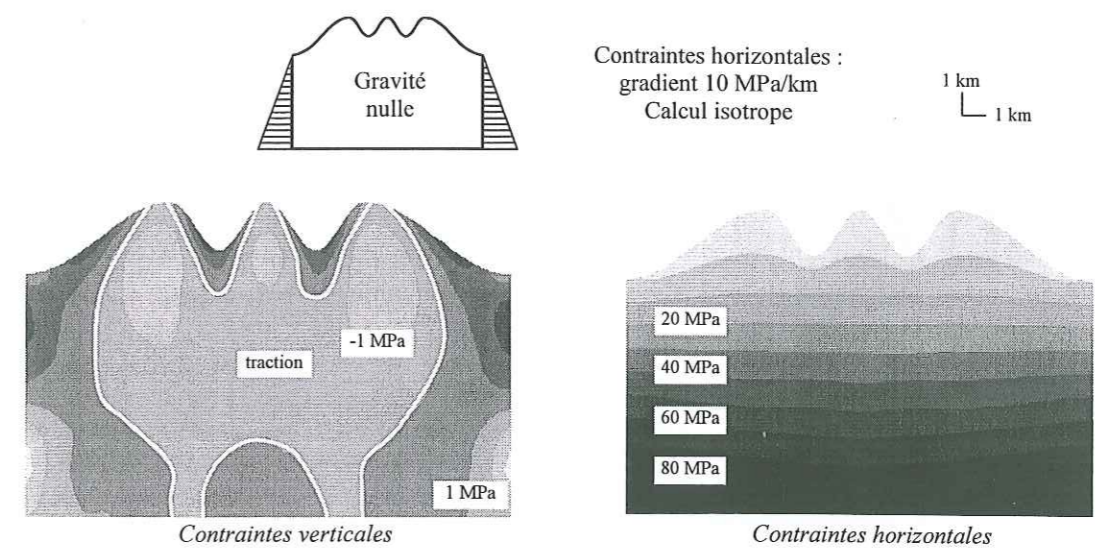
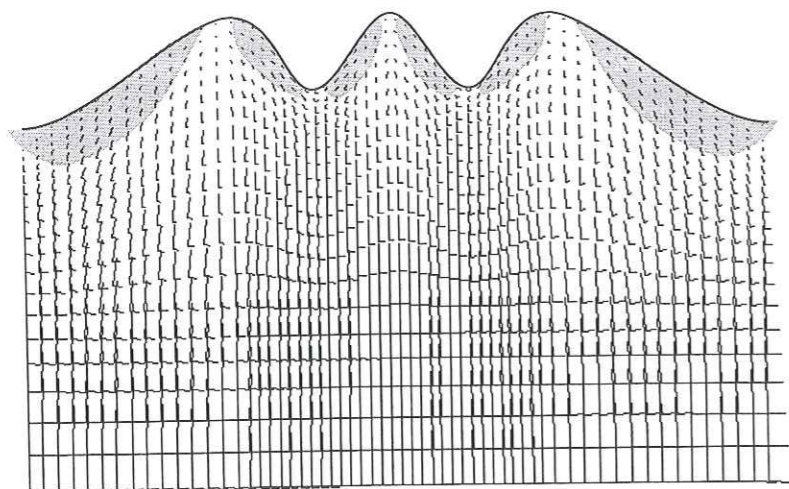
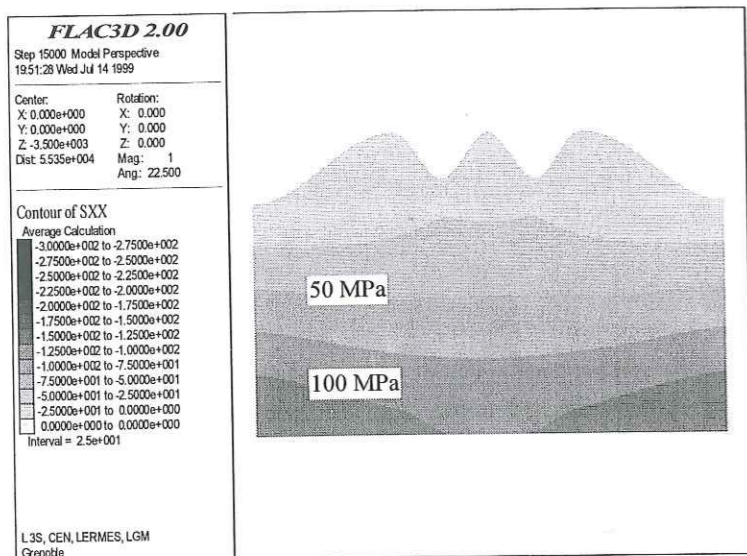


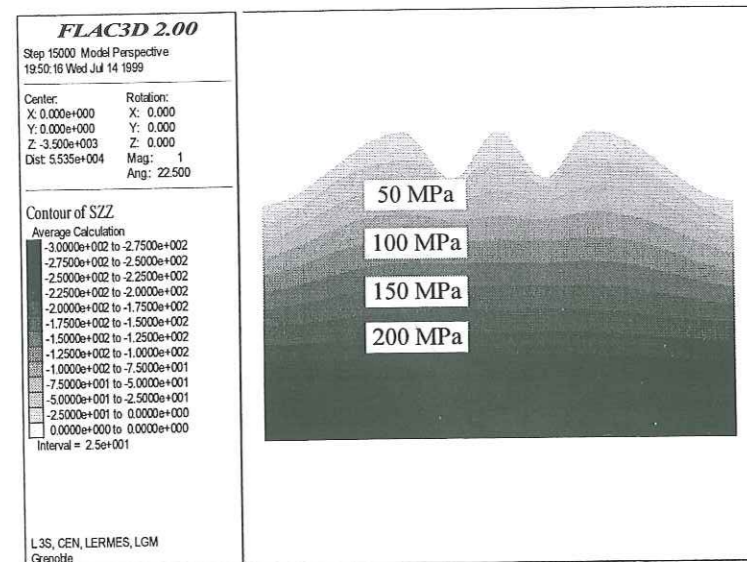
Figure D-28. Effet des contraintes tectoniques (calcul CE3).



Orientations des contraintes principales.
La contrainte majeure est verticale et la mineure horizontale à 15° près, sauf dans la zone grisée.

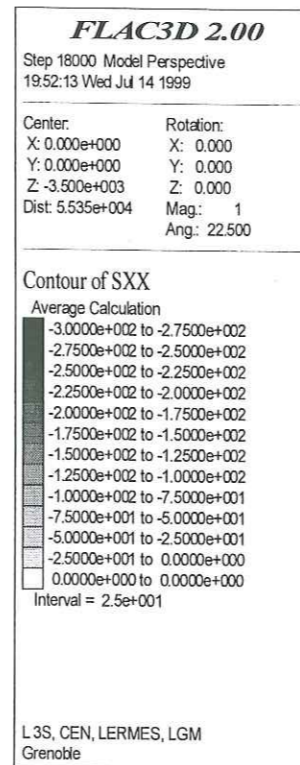


Contraintes horizontales

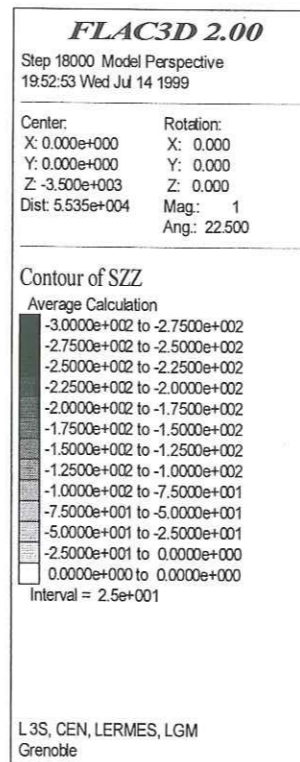


Contraintes verticales

Figure D-29. Massif d'Ambin : calcul isotrope pour $K_{\infty} = 0.5$



Contraintes horizontales



Contraintes verticales

Figure D-30. Massif d'Ambin : calcul isotrope pour $K_{\infty} = 1.0$

Il est intéressant de comparer les résultats obtenus par la modélisation et les quatre résultats de mesures HTPF disponibles.

La Figure D-31 compare, pour chacun des quatre points de mesure, les contraintes horizontales et verticales mesurées (traits pointillés) et les variations des contraintes horizontales et verticales calculées (traits pleins) en fonction du K_{∞} imposé. Nous constatons ainsi que pour $K_{\infty} = 1.4$ à 1.5 , nous pouvons correctement caler le modèle simultanément sur les quatre mesures pour les valeurs des contraintes horizontales. Par contre pour les contraintes verticales, les valeurs calculées sont dans tous les cas très supérieures aux valeurs mesurées, et surtout pour les forages F16 et S4. Le très léger allègement qui se produit consécutivement à l'application d'un K_{∞} important est en effet très insuffisant pour expliquer les faibles contraintes verticales mesurées.

Concernant les directions principales des contraintes, les mesures HTPF semblaient indiquer qu'en dessous d'une profondeur d'environ 500 m, elles devenaient horizontale et verticale à 15° près, qui est l'ordre de grandeur de l'incertitude sur la mesure. Nos calculs sont compatibles avec ce résultat mesuré comme on le voit sur la Figure D-28 : la zone grisée dans laquelle les directions principales sont déviées de plus de 15° par rapport à l'horizontale et à la verticale a une épaisseur d'environ 500 à 600 m.

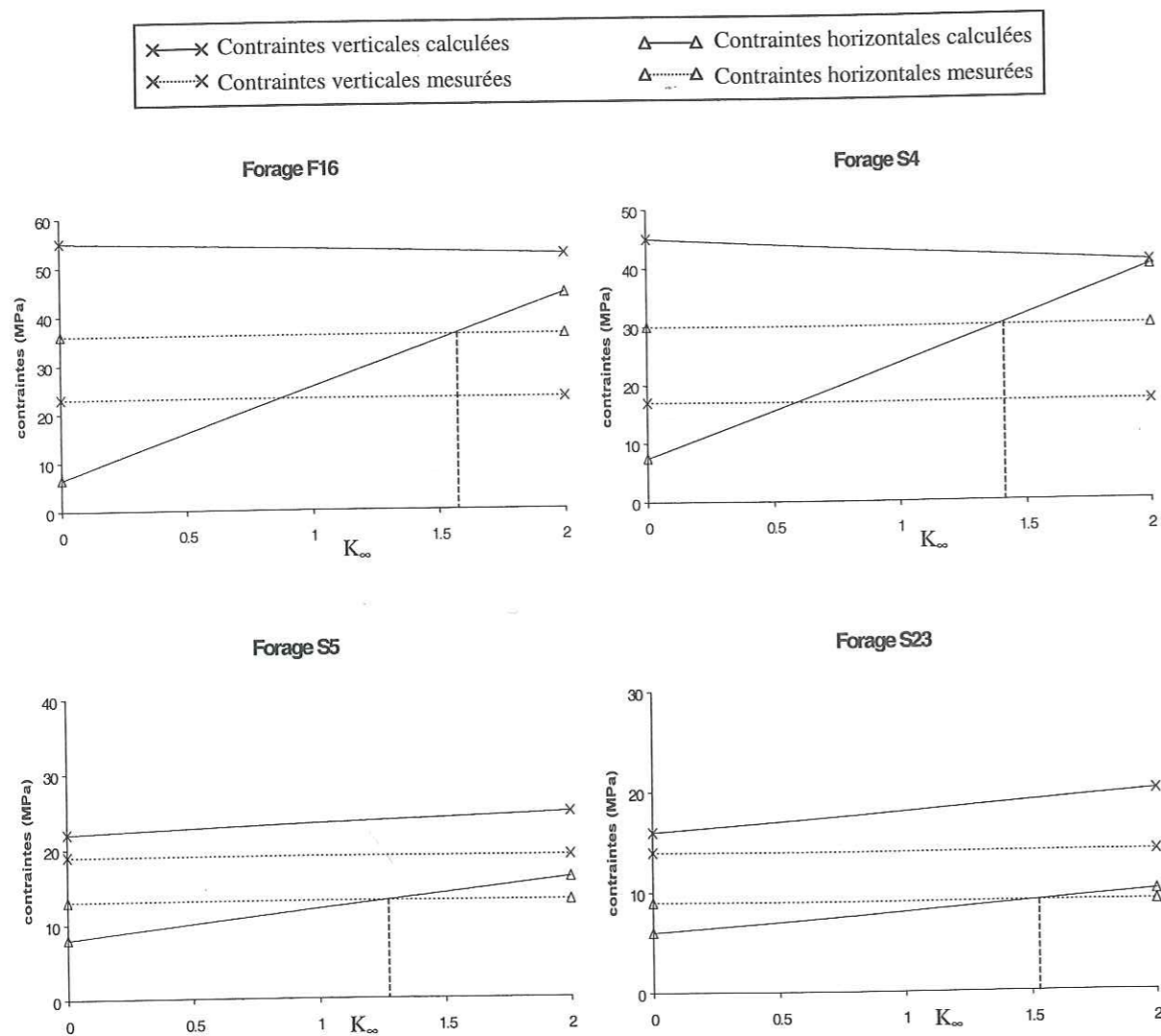


Figure D-31. Calculs isotropes : comparaison entre mesures et calculs.

D.4.4. Prise en compte de l'anisotropie élastique des roches du massif d'Ambin.

Nous avons examiné aussi l'influence de l'anisotropie des micaschistes de la Clarea, en particulier pour voir si elle ne pourrait pas expliquer les écarts entre les mesures et les résultats de notre modèle. Nous avons donc modifié le modèle, en considérant une loi rhéologique transversalement isotrope avec les paramètres déterminés en laboratoire (voir § B) que nous avons rappelés plus haut. La schistosité des micaschistes est disposée en forme de dôme, comme on le voit sur la Figure D-32. Par souci de simplification du modèle, les surfaces de schistosité sont des cylindres de révolution de 20 km de diamètre, perpendiculaires au plan du modèle, et tous parallèles entre eux ; c'est ce qui explique le resserrement apparent des surfaces de schistosité sur les côtés du modèle, qui n'a certainement pas de réalité géologique.

Avec ce nouveau modèle, nous avons fait les mêmes calculs qu'avec le modèle précédent ; les résultats des trois calculs élémentaires sont rassemblés en Annexe IIIg.

Ces résultats sont proches de ceux obtenus avec le modèle isotrope, mais on note quelques différences sensibles lorsque l'on applique des contraintes latérales (calculs CE2 et CE3) :

- les contraintes horizontales se reportent de façon plus marquée en partie supérieure du modèle ;
- pour le calcul CE3, les tractions verticales qui étaient déjà présentes au centre du modèle sont amplifiées, tandis que des compressions verticales apparaissent en bord de modèle.

On observe donc un « effet de voûte », caractérisé simultanément par une compression horizontale à la clé de la voûte et une décompression verticale relative au cœur de la voûte.

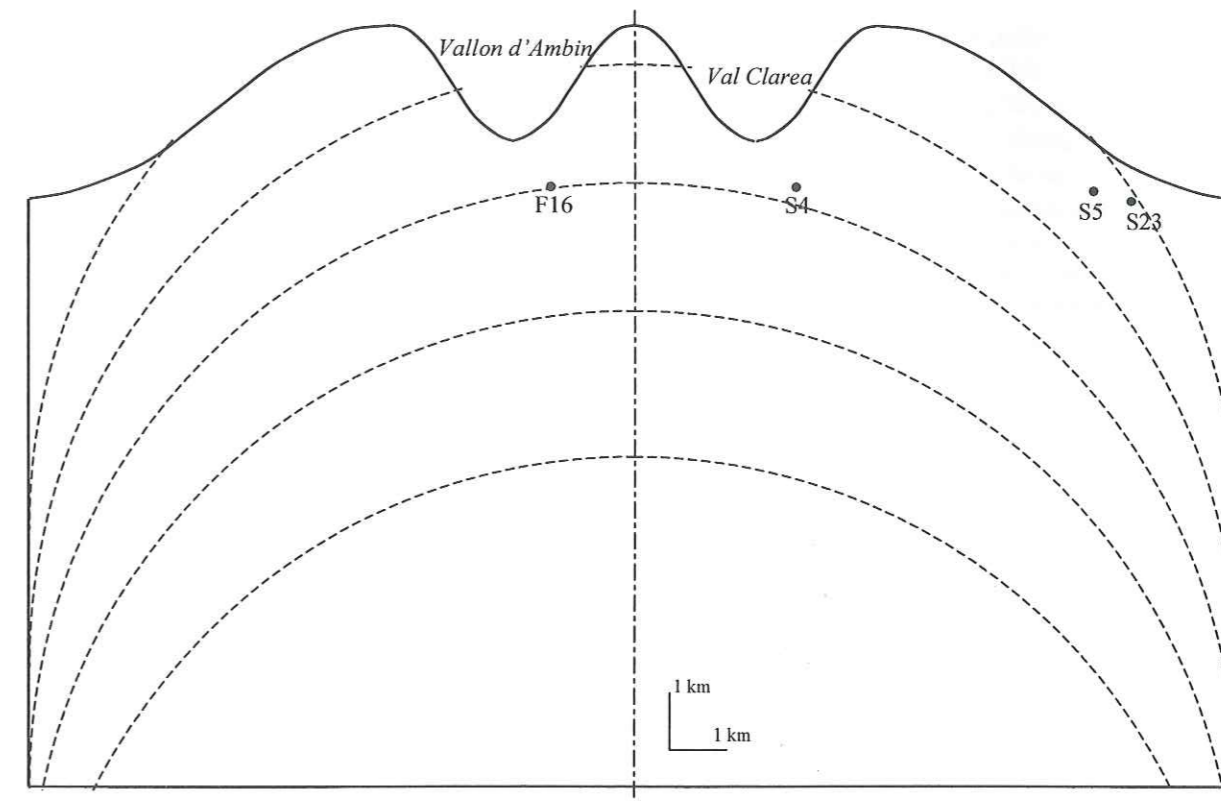


Figure D-32. Modèle anisotrope pour le massif d'Ambin.

La Figure D-33 compare les contraintes calculées avec ce nouveau modèle pour différentes valeurs de K_∞ aux valeurs mesurées, avec la même présentation que la Figure D-31 pour le modèle isotrope. Cette fois encore, nous pouvons caler le modèle sur les quatre mesures en prenant un K_∞ compris entre 1.1 et 1.2, mais en aucun cas on ne retrouve par le calcul les contraintes verticales mesurées.

On remarque que la valeur de K_∞ qui permet de caler le modèle pour les contraintes horizontales est inférieure à celle trouvée avec le modèle isotrope (1.4 à 1.5). Cela est dû à l'effet de voûte qui se produit avec le modèle anisotrope, et qui provoque une augmentation des contraintes horizontales dans la partie supérieure du modèle où se trouvent les points de mesure.

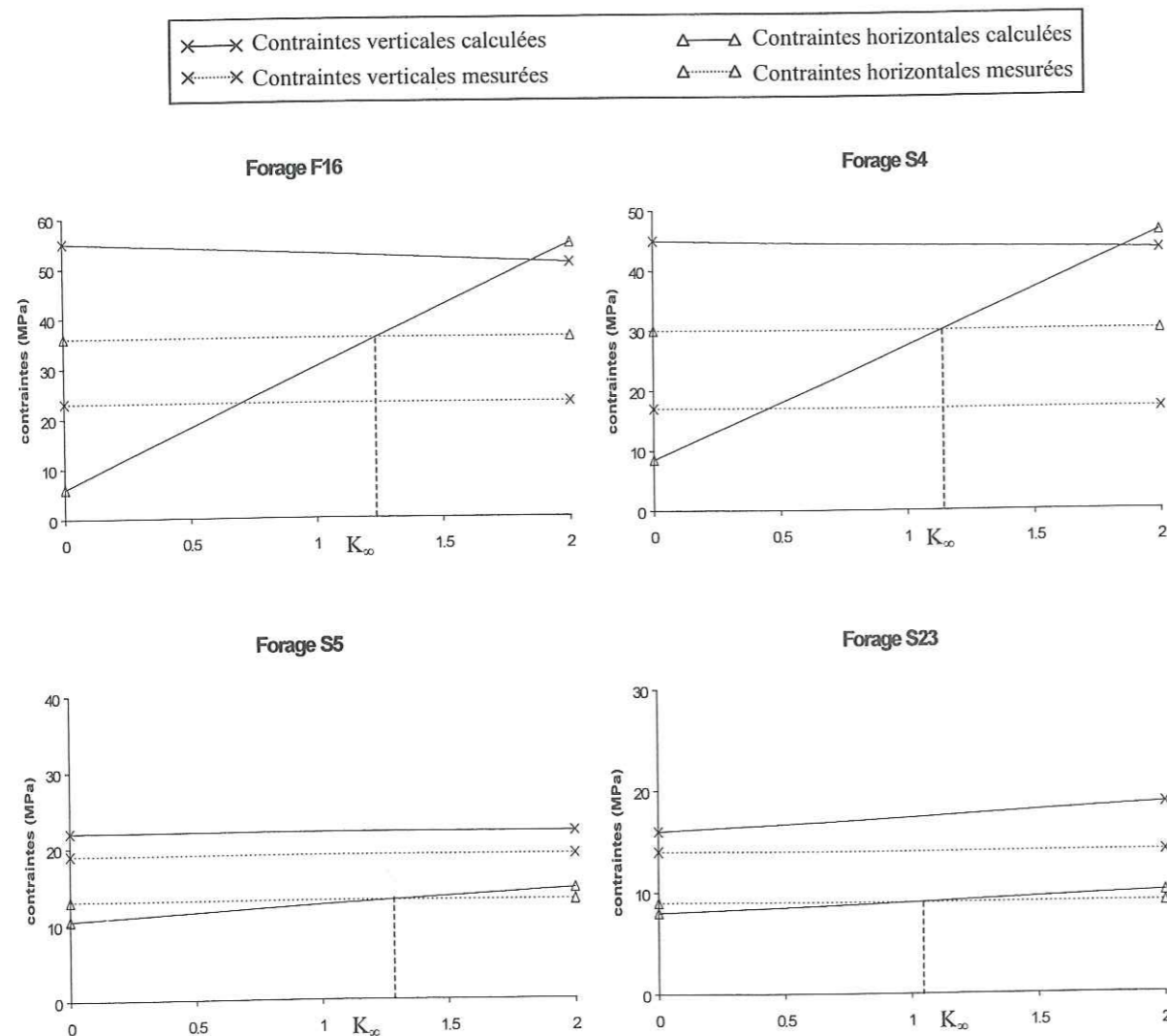


Figure D-33. Calculs anisotropes : comparaison entre mesures et calculs.

D.4.5. Discussion.

Nous avons pour objectif de simuler avec un modèle numérique le champ de contraintes naturelles régnant dans le massif d'Ambin où quatre mesures de contraintes ont été faites par la méthode HTPF. Nous avons pour cela mis en œuvre deux modèles 2D, l'un isotrope et l'autre anisotrope reflétant plus fidèlement le comportement des micaschistes de la Clarea tel que nous l'avons caractérisé au laboratoire.

Les deux modèles donnent des résultats comparables, mais on observe avec le modèle anisotrope un effet de voûte absent du modèle isotrope, dû à la structure en dôme du massif d'Ambin. Cet effet se traduit par une augmentation des contraintes horizontales dans la partie supérieure du modèle (celle qui est concernée par les forages et par le tracé du tunnel Maurienne-Ambin), et par une diminution de la contrainte verticale dans le cœur du massif, à plus grande profondeur. Le poids des roches a en fait tendance à se reporter sur les côtés du massif, en suivant la direction des plans isotropes qui est la direction de rigidité maximale.

Les orientations des contraintes principales calculées sont conformes aux observations in-situ qui semblaient indiquer que les directions principales étaient horizontale et verticale à une profondeur supérieure à environ 500 m.

Nous avons pu caler nos modèles simultanément sur les contraintes horizontales mesurées dans les quatre forages en jouant sur l'intensité du serrage horizontal, que l'on assimile à une contrainte tectonique. Les deux régimes de contraintes horizontales identifiés dans le massif sont donc bien compatibles, et s'expliquent simplement par des conditions topographiques locales différentes.

Un problème se pose en revanche pour les contraintes verticales. Pour les forages S5 et S23 où la contrainte mesurée est très proche du poids des terres, nous avons calculé des contraintes proches des valeurs mesurées, quoique légèrement supérieures dans les deux cas ; l'écart entre mesures et calculs peut s'expliquer entre autres par les approximations que nous avons faites en modélisant la topographie en 2D.

Pour les forages F16 et S4 où les contraintes mesurées sont très faibles, et même inférieures au poids des terres à la verticale alors que ces deux forages sont implantés en fonds de vallées, il nous a été impossible de caler nos modèles sur les valeurs mesurées et l'écart reste dans tous les cas très important : les contraintes verticales calculées sont plus de deux fois supérieures aux contraintes verticales mesurées. Les facteurs influençant les valeurs des contraintes verticales (intensité du serrage tectonique, effet de voûte dû à l'anisotropie des roches) ne peuvent causer que de faibles variations des contraintes calculées, bien inférieures à l'écart qui sépare les valeurs calculées des valeurs mesurées. A cela on peut envisager plusieurs explications : les valeurs mesurées n'ont peut-être qu'une signification locale si la variabilité du champ de contraintes est forte ; les valeurs mesurées sont peut-être elles-mêmes incorrectes (on sait que les contraintes verticales mesurées dans le F16 et dans le S4 ont une fiabilité limitée).

D.4.6. Contraintes au niveau du tunnel Maurienne - Ambin

Nous avons représenté sur la Figure D-34 les contraintes calculées à la cote $z = 0$ du modèle, qui est approximativement la cote du tunnel si l'on fait l'hypothèse que le modèle représente le massif d'Ambin, pour deux calculs : le calcul isotrope avec comme contraintes aux limites $K_\infty = 1.5$, et le calcul anisotrope avec comme contraintes aux limites $K_\infty = 1.1$. Ces valeurs de contraintes appliquées latéralement au modèle sont celles qui permettent de caler au mieux le modèle sur les contraintes mesurées dans les forages du massif d'Ambin, suivant que l'on considère la roche comme mécaniquement isotrope ou anisotrope.

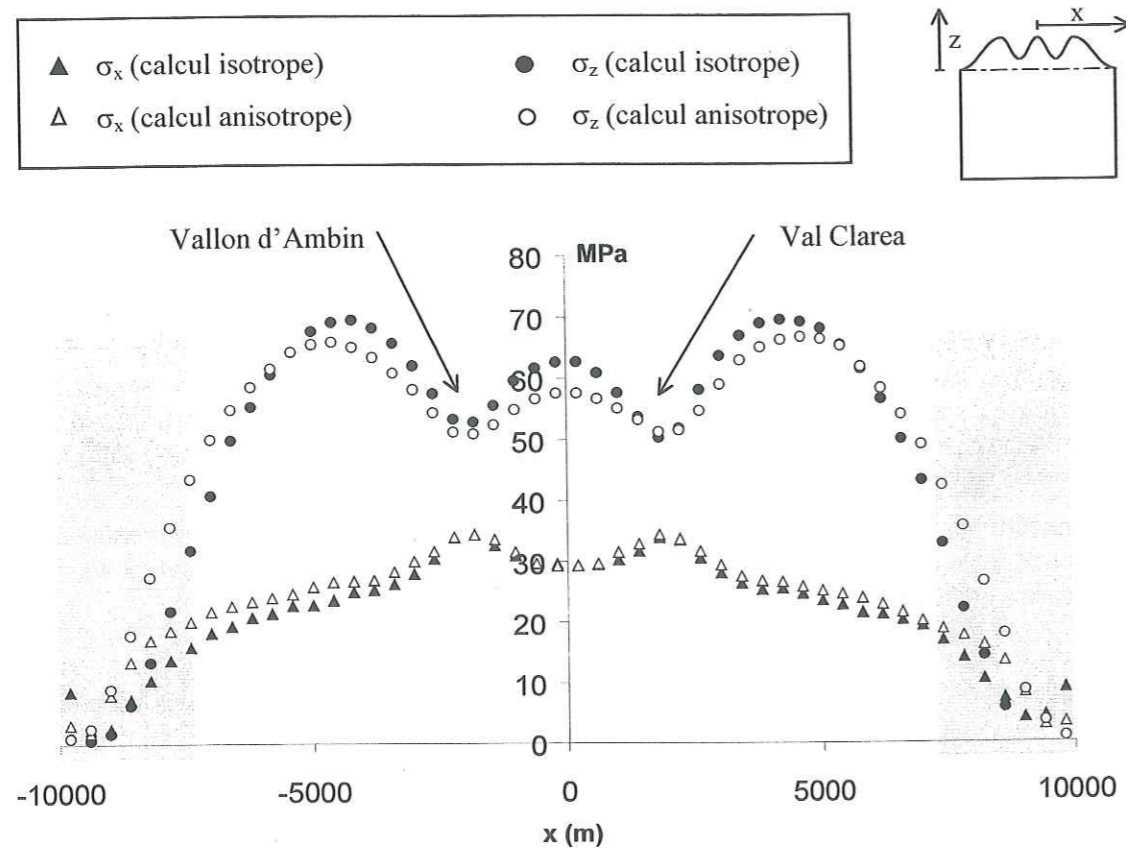


Figure D-34. Variation des contraintes le long du tunnel, en assimilant le modèle 2D réalisé au massif d'Ambin ; comparaison des solutions isotrope et anisotrope.

En dehors des zones grisées, les directions principales sont subhorizontale et subverticale.

Nous avons représenté ici les contraintes horizontales et verticales, qui sont, en dehors des deux premiers kilomètres à chaque extrémité (zones grisées), toujours les contraintes principales puisque le recouvrement dépasse les 1000 mètres.

On remarque tout d'abord sur cette figure l'influence modeste de l'anisotropie du gneiss d'Ambin sur les contraintes calculées dans le massif. Elle se traduit surtout par une diminution des contraintes verticales au cœur du massif, et parallèlement une augmentation sur les bords (c'est ce que nous avons appelé l'effet de voûte). L'amplitude de ces variations est compatible avec celle qui avait été observée pour le modèle à une montagne accolée à une vallée, sur lequel nous avons testé l'influence d'une anisotropie d'orientation uniforme dans tout le modèle (Fig. D-26).

On constate ensuite que la contrainte verticale calculée est partout nettement supérieure à la contrainte horizontale, ce qui est en désaccord avec les mesures faites sous les vallons d'Ambin et d'Etache. Rappelons que le modèle a été calé en quatre points sur les contraintes horizontales mesurées en forage, mais qu'il a été impossible de le caler sur les trop faibles contraintes verticales mesurées.

Concernant les variations des contraintes le long du tunnel, les contraintes verticales reproduisent de façon atténuée la variation de la hauteur de recouvrement de la roche ; les contraintes horizontales varient peu, mais en sens inverse puisqu'elles sont maximales sous les vallons, donc sous les recouvrements les plus faibles. C'est donc sous les vallons que l'anisotropie des contraintes est la plus faible : la contrainte horizontale vaut alors environ 65 % de la contrainte verticale.

Conclusion générale.

Méthode employée.

Aucune méthode universelle ne permet aujourd'hui de déterminer directement l'état de contraintes régnant en profondeur dans des massifs rocheux tels que ceux qui seront traversés par le tunnel Maurienne – Ambin. Les raisons en sont multiples : les méthodes de mesure des contraintes in-situ sont toujours difficiles à mettre en œuvre et surtout à interpréter, et reposent sur un certain nombre d'hypothèses faites sur le champ de contraintes et sur le milieu naturel ; les mesures in-situ donnent des résultats dotés d'une incertitude importante, et sont de plus toujours lacunaires du fait de leur coût très élevé ; les massifs rocheux sont des milieux naturels, par nature difficiles à modéliser sans les simplifier à l'extrême ; enfin et surtout, chaque massif rocheux est unique de par sa géologie et son histoire, si bien qu'il est difficile de profiter pour un cas particulier des connaissances acquises dans d'autres massifs et qu'il n'existe pas de théorie générale applicable sans discernement à tous les massifs rocheux.

Pour notre part, dans le cas de la vallée de l'Arc et du massif d'Ambin, nous avons choisi de mettre en œuvre parallèlement plusieurs approches complémentaires donnant chacune des indications sur l'état de contraintes naturel : une caractérisation géomécanique en laboratoire du gneiss d'Ambin ayant pour but de dégager les caractéristiques mécaniques principales de cette roche et notamment son anisotropie élastique, un ensemble de mesures de contraintes en forage par la méthode des tests hydrauliques sur fractures préexistantes (méthode HTPF), l'analyse des déviations et des déformations des forages de reconnaissance, et enfin un travail de modélisation numérique ayant pour but, d'une part, de mieux comprendre d'un point de vue théorique les facteurs influant sur l'état de contraintes naturel et, d'autre part, de compléter et valider les mesures in-situ. Aucune de ces approches n'est réellement nouvelle, mais l'originalité de notre travail vient plutôt de leur utilisation parallèle et complémentaire dans le but d'estimer le champ de contraintes naturel.

Principaux résultats obtenus.

Après avoir présenté le contexte général de notre étude au chapitre A, nous avons dans le chapitre B caractérisé le comportement mécanique des micaschistes de la Clarea, encore appelés gneiss d'Ambin, qui présentent la particularité d'être disposés dans le massif d'Ambin suivant une structure en dôme. Nous avons réalisé un programme d'essais de laboratoire sur des échantillons issus d'un forage profond réalisé au cœur du massif, comprenant des essais d'identification physique (poids volumique, vitesses ultrasoniques), et surtout quarante-cinq essais triaxiaux sous des confinements allant de 0 à 80 MPa, en faisant varier l'inclinaison du chargement appliqué aux échantillons par rapport aux plans de schistosité.

Dans le domaine élastique, le gneiss d'Ambin a un comportement faiblement anisotrope que nous avons modélisé en faisant l'hypothèse de l'isotropie transverse. Son degré d'anisotropie élastique peut alors être quantifié par les rapports suivants : le rapport des modules d'Young ($E/E' = 1.29$), qui est en bon accord avec le rapport des vitesses ultrasoniques extrêmes ($V_{\max}/V_{\min} = 1.39$), et le rapport des modules de cisaillement ($G/G' = 1.72$). Les essais réalisés n'ont pas montré de variation des paramètres élastiques avec le confinement appliqué.

Concernant le comportement à la rupture, le gneiss d'Ambin présente aussi une anisotropie de résistance sensible que nous avons modélisée avec un critère de rupture anisotrope discontinu. L'anisotropie de résistance du gneiss d'Ambin, définie comme le rapport entre les résistances extrêmes obtenues en faisant varier l'inclinaison du chargement appliqué à un échantillon par rapport aux

plans de schistosité, décroît avec le confinement latéral appliqué ; elle est de 2.3 pour un confinement nul, et de 1.3 pour un confinement de 80 MPa. Le minimum de résistance est obtenu pour une inclinaison d'environ 45°, ce qui distingue cette roche des schistes pour lesquels le minimum se situe généralement autour de 30°.

Dans le chapitre C, nous avons ensuite pu caractériser les champs de contraintes naturelles dans deux secteurs concernés par le projet de tunnel Maurienne – Ambin. Il s'agit de la vallée de l'Arc autour de Modane, où l'état de contraintes, bien que présentant une variabilité naturelle importante, apparaît fortement lié à la topographie locale. Sous le fond de vallée, les contraintes verticales sont élevées et les contraintes horizontales sont nettement anisotropes, orientées globalement parallèlement et perpendiculairement à l'axe de la vallée ; ces caractéristiques s'estompent dès que l'on s'éloigne de un à deux kilomètres du fond de vallée.

Dans le massif d'Ambin situé plus à l'Est, où le tunnel sera implanté sous les plus forts recouvrements (jusqu'à 2500 m), deux régimes de contraintes ont été mis en évidence. Sous deux vallons du cœur du massif, les contraintes horizontales sont fortes et anisotropes comme l'ont montré à la fois les mesures HTPF et les observations des déviations et des déformations de forages ; les contraintes verticales sont moins bien déterminées mais semblent en tout cas faibles, inférieures à ce que l'on aurait pu attendre sous des fonds de vallées. En bordure orientale du massif et en situation topographique de versant, on a par contre mesuré des états de contraintes plus classiques, avec des contraintes verticales proches du poids des terres et des contraintes horizontales quasi isotropes, valant la moitié de la contrainte verticale.

Le travail de modélisation numérique des contraintes présenté au chapitre D nous a tout d'abord aidé à évaluer le poids des différents paramètres influant sur les contraintes naturelles. Nous avons successivement étudié l'influence de la topographie, des contraintes tectoniques et de l'anisotropie élastique des roches sur les orientations et les valeurs des contraintes à proximité de la surface ; nous avons pu bien sur les valeurs que sur les orientations des contraintes à proximité de la surface ; nous avons pu quantifier cette influence, déjà bien connue qualitativement. L'intensité des contraintes tectoniques (contraintes appliquées aux limites latérales des modèles) s'avère ensuite être le paramètre prépondérant puisqu'elle peut modifier fortement les valeurs des contraintes horizontales, mais aussi les directions principales et dans une moindre mesure les valeurs des contraintes verticales par rapport à un état de référence purement gravitaire. L'anisotropie des roches est un paramètre secondaire par rapport à la tectonique, du moins lorsque le degré d'anisotropie élastique est modéré comme c'est le cas dans notre étude (nous avons considéré le cas où le rapport des modules d'Young et le rapport des modules de cisaillement valent tous deux 1.5) ; la prise en compte de l'anisotropie modifie toutefois légèrement les états de contraintes calculés, d'environ 5% à 10% par endroits pour les contraintes horizontales et verticales.

La modélisation numérique nous a ensuite permis d'affiner l'interprétation des mesures de contraintes in-situ : les contraintes horizontales mesurées aussi bien au cœur qu'en bordure du massif d'Ambin s'expliquent bien par la prise en compte d'un serrage tectonique modéré (K_{∞} compris entre 1.1 et 1.5) orienté parallèlement au tunnel qui, combiné à la topographie particulière de chaque site, conduit soit à des contraintes fortes et anisotropes sous des vallons (cas des forages F16 et S4), soit à des contraintes plus modérées et isotropes sous des versants (forages S5 et S23).

Concernant maintenant les contraintes verticales, l'interprétation des mesures est plus délicate. Il ne nous a pas été possible de retrouver par le calcul les faibles contraintes mesurées au cœur du massif, même en prenant en compte l'anisotropie élastique du gneiss d'Ambin et la structure en dôme du massif qui mobilisent un effet de voûte ayant pour conséquence de diminuer légèrement les contraintes verticales au cœur du dôme. Cela peut s'expliquer soit par les imperfections du modèle qui ne prend pas en compte toute la complexité du milieu naturel, soit aussi probablement par l'imprécision des mesures des contraintes verticales dans les forages F16 et S4 : les incertitudes sur les valeurs mesurées étant très élevées, il est tout à fait possible que les contraintes réelles soient sensiblement supérieures à

ce qui était estimé initialement, ce qui expliquerait également les déformations observées à la paroi du forage F16.

Un dernier résultat intéressant concerne les directions des contraintes principales en profondeur dans le massif d'Ambin. On fait en effet classiquement l'hypothèse qu'à une certaine profondeur, les directions principales du tenseur des contraintes seraient horizontales et verticale. Nous avons cherché à évaluer la validité de cette hypothèse à la fois par la réinterprétation de certaines mesures in-situ et par le calcul, et en avons conclu que dans le massif d'Ambin cette hypothèse serait valable au-delà d'une profondeur d'environ 500 mètres, et donc en particulier au niveau du tunnel.

Conséquences pour le projet de tunnel.

La première conséquence de notre étude pour le projet de tunnel Maurienne – Ambin concerne les états de contraintes prévisibles à proximité du fond de vallée de l'Arc. En première approche d'un projet d'ouvrage souterrain, on considère en effet souvent qu'il est préférable, lorsque cela est possible, de choisir la localisation de l'ouvrage en minimisant la couverture de roche, de manière à limiter les contraintes auxquelles il sera soumis.

Cette approche ne semble toutefois pas très pertinente dans le cas de la vallée de l'Arc, puisque les mesures de contraintes réalisées à moins de deux kilomètres du fond de vallée indiquent la présence d'un état de contraintes très anisotrope, avec notamment des contraintes horizontales très fortes perpendiculairement à la vallée ; ces résultats sont par ailleurs en bon accord avec la modélisation en considérant les effets du relief, très marqué à cet endroit, et de la tectonique régionale. Les contraintes horizontales ont tendance à se concentrer sous la vallée, et ce d'autant plus que la vallée est importante (dans le cas de la vallée de l'Arc, le fond de vallée est environ 2000 m plus bas que les sommets environnants) ; elles dépassent parfois les contraintes verticales qui sont pourtant supérieures au simple poids des terres à la verticale, du fait du report des masses des montagnes situées de part et d'autre.

Notre étude devrait également contribuer à la conception du tunnel Maurienne – Ambin pour résoudre deux types de problèmes. Il s'agit tout d'abord du dimensionnement du revêtement à prévoir, lequel devra résulter d'une analyse hydro-mécanique couplée, prenant en compte d'une part l'amplitude et l'anisotropie des contraintes naturelles, et d'autre part les pressions d'eau non considérées dans notre étude mais qui pourraient atteindre 10 MPa, et dont la prévision sort du cadre de cette recherche.

Il s'agit ensuite du choix de la méthode d'excavation la mieux adaptée au franchissement du massif d'Ambin, dans lequel l'apparition de phénomènes de décompression violente, semblables à ceux observés lors du percement du tunnel du Mont-Blanc, ne peut pas être exclue a priori. Une bonne évaluation de cet aléa est particulièrement importante ici, car la longueur de tunnel à réaliser sans accès intermédiaire possible (24 km, de Modane à Venaus) incite fortement au choix d'une méthode de creusement par tunnelier dans le massif d'Ambin, qui seul permettra d'atteindre une cadence d'avancement élevée ; or un tunnelier est par nature difficilement adaptable en cours de chantier, et sa conception requiert donc une bonne connaissance a priori des difficultés pouvant survenir. L'évaluation du risque de décompression violente devra se faire en tenant compte, entre autres paramètres, de l'état de contraintes naturel.

Perspectives de recherche.

La poursuite de ce travail pourra se faire principalement dans deux directions : d'une part en acquérant de nouvelles données sur l'état de contraintes in situ, et d'autre part en poursuivant la modélisation numérique.

Concernant les données in situ, de nouvelles mesures de contraintes par la méthode HTPF vont être réalisées en 1999 (forage F48bis dans la zone piémontaise française, à proximité du massif d'Ambin)

et 2000 (forages F67 dans la zone piémontaise française à proximité du F31, F30bis dans le vallon d'Etache, et F16 dans le vallon d'Ambin). Ces mesures permettront de préciser les connaissances acquises sur l'état de contraintes dans la partie occidentale du massif d'Ambin, et notamment de vérifier les interprétations que nous avons proposées pour les déviations et déformations des forages situés dans ce secteur. De plus, la nouvelle mesure prévue dans le forage F16 aura un double but : d'une part, devant être réalisée à moins grande profondeur que la première mesure, elle aidera à évaluer l'évolution des contraintes naturelles avec la profondeur ; d'autre part, elle devra valider, ou éventuellement infirmer, la valeur anormalement faible de la contrainte verticale mesurée lors de la campagne précédente.

Toujours dans le domaine des données in situ, l'effort principal devra à notre avis porter sur l'interprétation des nombreuses images de parois de forages disponibles ou à venir, comme nous avons commencé à le faire en fin du chapitre C. Cette nouvelle approche des contraintes naturelles présente en effet des avantages intéressants : le coût d'acquisition et de traitement des données est faible, si bien que cette méthode peut être appliquée de façon systématique ; les résultats sont obtenus en continu tout au long d'un forage, contrairement aux méthodes classiques qui ne donnent qu'une image ponctuelle de l'état de contraintes. Ce type d'approche ne permet toutefois pas de remonter aux valeurs des contraintes principales mais seulement à leurs orientations ; elle ne peut donc être utilisée qu'en complément des mesures plus classiques par la méthode HTPF.

Des enseignements intéressants pourront aussi être tirés des deux forages de reconnaissance déviés en cours de réalisation, l'un sur le site d'Avrieux dans la vallée de l'Arc, et l'autre dans le vallon d'Etache. Pour cela on pourra, comme dans les forages classiques, analyser les déformations éventuelles, dues à l'état de contraintes, des parois de ces forages, mais il sera surtout intéressant d'étudier en détail les actions correctives mises en œuvre pour maintenir les forages dans les trajectoires initialement prévues.

Dans le domaine de la modélisation numérique des contraintes, au moins trois pistes de recherches complémentaires mériteraient d'être explorées. La première consiste à étudier de façon plus large l'influence de l'anisotropie de la roche sur le champ de contraintes. Nous nous sommes en effet limités ici au cas d'une roche faiblement anisotrope, du type du gneiss d'Ambin. Ce paramètre semble mineur, mais il pourrait être intéressant de tester des roches présentant des degrés d'anisotropie beaucoup plus élevés : on peut imaginer que, dans ce cas, l'influence de l'anisotropie sur l'état de contraintes ne serait plus secondaire comme elle l'a été dans notre étude.

La deuxième porte sur l'influence des contraintes appliquées dans la troisième dimension, donc perpendiculairement à nos modèles bidimensionnels, sur les contraintes calculées dans les deux autres dimensions. Pour notre part, nous nous sommes contentés de vérifier sur un exemple que lorsque l'on travaille en conditions aux limites latérales en contraintes imposées (et non en déplacements), les contraintes calculées en contraintes planes ou en déformations planes sont presque identiques ; nous avons alors fait le choix de réaliser tous nos calculs uniquement en contraintes planes. Il serait intéressant d'approfondir cette question en poursuivant la comparaison entre contraintes planes et déformations planes, et plus généralement en étudiant l'influence de différentes intensités de contraintes appliquées dans la troisième dimension.

La troisième piste consiste à poursuivre la modélisation appliquée au massif d'Ambin en testant un modèle bidimensionnel asymétrique, plus fidèle à la topographie réelle du secteur puisque Modane et Venaus d'une part, et le vallon d'Ambin et la Val Clarea d'autre part, ne sont pas à la même altitude.

A plus long terme, on pourrait aussi envisager de modéliser réellement les déformations tectoniques actuellement à l'œuvre dans les Alpes, mais il faudrait pour cela des données consistantes sur la vitesse de raccourcissement, et surtout sur les propriétés visco-élastiques des roches... De plus, l'introduction du facteur temps dans la modélisation conduit à tenir compte de phénomènes très complexes comme l'érosion. Enfin, il est clair aussi qu'un modèle réaliste de l'histoire des contraintes dans un massif alpin doit introduire les discontinuités majeures, ce qui impose de passer d'un modèle de type continu à un modèle de type discontinu.

Bibliographie

Introduction générale.

- Goy, L. (1996) Mesure et modélisation des températures dans les massifs rocheux ; application au tunnel profond Maurienne – Ambin. Thèse doct. Univ. Grenoble.
- Panet, M. (1969) Quelques problèmes de mécanique des roches posés par le tunnel du Mont-Blanc. *Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers des Ponts et Chaussées*, 42, 114-145.

Chapitre A : Contexte général de l'étude.

- Akhpatelov, D.M. et Ter-Martirosyan, Z.G. (1971) The stressed state of ponderable semi-infinite domains. *Armenian Acad. Sci. Mech. Bull.*, 24, 33-40.
- Amadei, B., Savage, W.Z. et Swolfs, H.S. (1987) Gravitational stresses in anisotropic rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 24, 5-14.
- Amadei, B. et Pan, E. (1992) Gravitational stresses in anisotropic rock masses with inclined strata. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 29, 225-236.
- Amadei, B. (1996) Importance de l'anisotropie pour estimer et mesurer les contraintes in-situ dans les roches. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 33, 293-325.
- Amadei, B. et Stephansson, O. (1997) *Rock Stress and its Measurement*, Chapman & Hall, 490 p.
- Berest, P., Habib, P. et Nguyen Minh Duc (1980) Tentative d'interprétation des déformations observées aux tunnels du Fréjus et du Gran Sasso. *Revue Fr. de Géotech.*, 12, 44-55.
- Bock, H. (1993) Measuring in-situ rock stress by borehole slotting, in *Comprehensive rock engineering* (ed. J.A. Hudson), Pergamon press, Oxford, Chap. 16, Vol. 3, 433-443.
- Bois, A.-P., Robert, J. et Vuilleumier, F. (1995) Méthodologie de prévision du risque de décompression violente ; cas du tunnel de base du Lötschberg (Suisse). *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 130, 262-271.
- Bressan, G., Snidarcig, A. et Venturini, C. (1998) Present state of stress of the Friuli Alps (Eastern Southern Alps). *Tectonophysics*, 292, 211-227.
- Brulard, J., Lacombe, P., Robert, J. et Bois, A.P. (1999) Lyon-to-Turin railway base tunnel : an Alps geology project. *ISRM News Journal*, vol. 5, n° 3, 6-12.
- Darcy, J. (1991) Exploring reconnaissance in the Mercantour tunnel, in Proc. *Tunnels for People*, Balkema, Rotterdam, 3-8.
- Duvall, W.I. (1974) Stress relief by center hole. Appendix in US Bureau of Mines Report of Investigation RI 7894.
- Eva, E. et Solarino, S. (1998) Variations of stress directions in the western Alpine arc. *Geophys. J. Int.*, 135, 438-448.
- Gao, H. (1991) Stress concentrations at slightly undulating surfaces. *J. Mech. Phys. Solids*, 39, 443-458.
- Goy, L. (1996) Mesure et modélisation des températures dans les massifs rocheux ; application au tunnel profond Maurienne – Ambin. Thèse doct. Univ. Grenoble.
- Heim, A. (1878) Untersuchungen über den Mechanismus der Gebirgsbildung, in *Anschluss an die geologische Monographie der Todiwindgälen Gruppe*, B. Schwabe, Basel.
- Hoek, E. et Brown, E.T. (1980) *Underground excavations in rock*. Institution of mining and metallurgy, London, 93-101.
- Holcomb, D.J. (1993) Observations of the Kaiser effect under multiaxial stress states : implications for its use in determining in-situ stress. *Geophys. Res. Lett.*, 20, 2119-2122.
- Hyett, A.J., Dyke, C.G. et Hudson, J.A. (1986) A critical examination of basic concepts associated with the existence and measurement of in-situ stress, in Proc. *Int. Symp. on Rock Stress and Rock Stress Meas.*, Stockholm, Centek Publ., Luleå, 387-391.
- Kellerhals, P. et Isler, A. (1998) Lötschberg-Basistunnel : geologische Voruntersuchungen und Prognose. Service hydrologique et géologique national, rapport géologique n°22, Berne, 115 p.

- Kim, K. et Franklin, K.A. (coordinateurs) (1987) Suggested methods for rock stress determination. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 24, 53-73.
- Leeman, E.R. (1971) The CSIR doorstopper and triaxial rock stress measuring instruments. *Rock Mech.*, 3, 25-50.
- Leeman, E.R. et Hayes, D.J. (1966) A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole, in *Proc. 1st Cong. ISRM*, Lisbonne, Lab. Nac. de Eng. Civil, Lisbonne, Vol. II, 17-24.
- Leijon, B.A. (1989) Relevance of pointwise rock stress measurements – an analysis of overcoring data. *Int. J. Rock Mech. & Geomech. Abstr.*, 26, 61-68.
- Liao, J.J., Savage, W.Z. et Amadei, B. (1992) Gravitational stresses in anisotropic ridges and valleys with small slopes. *J. Geophys. Res.*, 97, 3325-3336.
- Ling, C.B. (1947) On the stresses in a notched plate under tension. *J. Math. Phys.*, 26, 284-249.
- Liu, L. et Zoback, M.D. (1992) The effect of topography on the state of stress in the crust : application to the site of the Cajon Pass Scientific Drilling Project. *J. Geophys. Res.*, 97, 5095-5108.
- Lunardi, P. (1980) Application de la mécanique des roches aux tunnel autoroutiers. Exemple des tunnels du Fréjus (côté Italie) et du Gran Sasso. *Revue Fr. de Géotech.*, 12, 6-20.
- McCutchen, W.R. (1982) Some elements of a theory for in situ stress. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 19, 201-203.
- McTigue, D.F. et Mei, C.C. (1981) Gravity induced stresses near topography of small slopes. *J. Geophys. Res.*, 86, 9268-9278.
- McTigue, D.F. et Mei, C.C. (1987) Gravity induced stresses near axisymmetric topography of small slopes. *Int. J. Num. Anal. Math. Geomech.*, 11, 257-268.
- McTigue, D.F. et Stein, R.S. (1984) Topographic amplification of tectonic displacement : Implications for geodetic measurement of strain changes. *J. Geophys. Res.*, 89, 1123-1131.
- Mayer, A., Habib, P. et Marchand, R. (1951) Underground rock pressure testing, in *Proc. Int. Conf. Rock Pressure and Support in the Workings*, Liege, 217-221.
- Merrill, R.H. (1967) Three component borehole deformation gauge for determining the stress in rock. US Bureau of mines report of investigation RI 7015.
- Monin, N. (1998) Caractérisation par sismique de puits d'un aquifère profond ; cas de la zone des aménagements souterrains de Modane (tunnel de base, liaison ferroviaire Lyon-Turin). Thèse doct. Univ. Savoie, 166p.
- Müller, B., Wehrle, V. et Fuchs, K. (1997) The 1997 release of the World Stress Map (disponible à l'adresse <http://www-wsm.physik.uni-karlsruhe.de/pub/Rel97/wsm97.html>).
- Müller, B., Zoback, M.L., Fuchs, K., Mastin, L., Gregersen, S., Pavoni, N., Stephansson, O. et Ljunggren, C. (1992) Regional patterns of tectonic stress in Europe. *J. Geophys. Res.*, 97, B8, 11783-11803.
- Panet, M. (1969) Quelques problèmes de mécanique des roches posés par le tunnel du Mont-Blanc. *Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers des Ponts et Chaussées*, 42, 114-145.
- Savage, W.Z. (1994) Gravity induces stresses in finite slopes. *Int. J. Rock Mech. & Geomech. Abstr.*, 31, 471-483.
- Savage, W.Z. et Swolfs, H.S. (1986) Tectonic and gravitational stress in long symmetric ridges and valleys. *J. Geophys. Res.*, 91, 3677-3685.
- Savage, W.Z., Swolfs, H.S. et Powers, P.S. (1985) Gravitational stress in long symmetric ridges and valleys. *Int. J. Rock Mech. & Geomech. Abstr.*, 22, 291-302.
- Sheorey, P.R. (1994) A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 31, 23-34.
- Srolovitz, D.J. (1989) On the stability of surfaces of stressed solids. *Acta Metall.*, 37, 621-625.
- Strickland, F.G. et Ren, N.-K. (1980) Use of differential strain curve analysis in predicting the in-situ stress state for deep wells, in *Proc. 21st US symp. rock mech.*, Rolla, University of Missouri Publ., 523-532.
- Sugawara, K. et Obara, Y. (1995) Rock stress and rock stress measurements in Japan, in *Proc. Int. Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth*, Tokyo, Japan, 8th ISRM Cong., 1-6.
- Talobre, J. (1957) *La mécanique des roches*, Dunod, 51-55.
- Ter-Martirosyan, Z.G. et Akhpatelov, D.M. (1972) The stressed state of an infinite slope with a curvilinear boundary object to a field of gravity and percolation. *J. Probl. Geomech.*, 5, 81-91.

- Ter-Martirosyan, Z.G., Akhpatelov, D.M. et Manvelyan, R.G. (1974) The stressed state of rock masses in a field body forces, in *Proc. 3rd Cong. ISRM*, Denver, National Academy of Sciences, Washington DC, Part A, 569-574.
- Teufel, L.W. (1982) Prediction of hydraulic fracture azimuth from anelastic strain recovery measurements of oriented core in *Proc. 23rd US symp. rock mech.*, Berkeley, SME/AIME, 238-245.
- Wileveau, Y. (1997) Mesures du champ de contraintes dans les milieux complexes par la méthode HTPF. Thèse doct. Univ. Paris VII, 105-138.
- Worotnicki, G. et Walton, R.J. (1976) Triaxial hollow inclusion gauges for determination of rock stresses in-situ, Supplement to *Proc. ISRM symp. on investigation of stress in rock, Advances in stress measurement*, Sydney, The institution of engineers, Australia, suppl. 1-8.
- Zoback, M.L. et al. (1989) Global patterns of tectonic stress. *Nature*, 341, 291-298.
- Zoback, M.L. (1992) First- and second-order patterns of stress in the lithosphere – the world stress map project. *J. Geophys. Res.*, 97, B8, 11703-11728.

Chapitre B : Caractérisation géomécanique du gneiss d'Ambin.

- Amadei, B., Savage, W.Z. et Swolfs, H.S. (1987) Gravitational stresses in anisotropic rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 24, 5-14.
- Antea (1994) LGV Lyon-Turin : reconnaissance du tunnel de base Maurienne-Ambin – reprise du sondage F16. Document interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Antea (1997) LGV Lyon-Turin : reconnaissance du tunnel de base Maurienne-Ambin – sondages F30, F30bis, F31. Document interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Barla, G. (1974) Rock anisotropy – Theory and laboratory testing, in *Rock mechanics* (ed. L. Müller), Springer Verlag, 132-169.
- BRGM (1979) Carte géologique de la France à 1/250.000, feuille 30 : Annecy. Editions du BRGM.
- BRGM (1994) Carte géologique de la France à 1/50.000, feuille 776 : Lanslebourg – Mont d'Ambin. Editions du BRGM.
- Deere, D.U. et Miller, R.P. (1966) Engineering classification and index properties of rock. Technical Report AFNL-TE-65/116, Air Force Weapons Lab., Albuquerque.
- EdF (1995) Synthèse géologique et géotechnique des ouvrages souterrains EdF. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry, 11-19.
- Gay, M. (1971) Le massif d'Ambin et son cadre de Schistes Lustrés (Alpes franco – italiennes). Thèse Etat, Lyon 1.
- Germain, J.C. (1996) Rupture des roches sous fortes contraintes latérales – gneiss d'Ambin, anhydrite de Saint-Jean. Mémoire de DEA, Lirigm, Université Joseph Fourier, Grenoble.
- Gerrard, C.M. (1975) Background to mathematical modeling in geomechanics: the roles of fabric and stress history. *Proc. Int. Symp. On Numerical Methods*, Karlsruhe, Balkema, Rotterdam, 33-120.
- Griggs, D.T. et Handin, J. (1960) Observations on fracture and a hypothesis on earthquakes. In: *Rock deformation*. Griggs D.T. et Handin J. (eds). *Geol. Soc. Am.*, Memoir 79, 347-364.
- Hoek, E. et Brown, E.T. (1980) Empirical strength criteria for rock masses. *J. Geotech. Eng. Div.*, ASCE 106, 1013-1035.
- Hoek, E. et Brown, E.T. (1997) Practical estimates of rock mass strength. *Int. J. Rock Mech. Sci.*, Vol. 34, n°8, 1165-1186.
- Ismes (1998) Lavori e prestazioni occorrenti per l'esecuzione delle indagini dirette alla nuova linea A.V. Lione – Torino.
- Jaeger, J.C. (1960) Shear failure of anisotropic rocks. *Geol. Mag.*, 97, 65-72.
- Jaeger, J.C. et Cook, N.G.W. (1976) Fundamentals of rock mechanics. 2nd ed. London: Chapman and Hall, 585 p.
- Lama, R.D. et Vutukuri, V.S. (1978) Handbook on mechanical properties of rocks, volume II. Trans Tech Publ., Clausthal, 66-80.
- Lirigm (1994) Traversée ferroviaire transalpine ; tunnel de base Maurienne-Ambin. Rapport géotechnique n°3. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Lirigm (1995) Traversée ferroviaire transalpine ; tunnel de base Maurienne-Ambin. Rapport géotechnique n°4. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.

- Paterson, M.S. (1978) Experimental rock deformation – the brittle field. Springer-Verlag, Berlin, 254 p.
- Pinto, J.L. (1970) Deformability of schistous rocks. *Proc. 2nd ISRM congress*, Belgrade, vol. 1, 491-496.
- Scetauroute (1997) Liaison ferroviaire Lyon-Turin – Etude des déblais. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Sirieys, P.M. (1979) Anisotropie mécanique des roches, in *Comportement mécanique des solides anisotropes* (ed. J.P. Boehler), Colloque Euromech 115, Villard-de-Lans, éditions du CNRS, 481-532.
- Università degli studi di Torino (1998) Studio geologico dell'area Val Cenischia – Val Clarea. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.

Chapitre C : Les mesures in-situ.

- Aggson, J.R. et Kim, K. (1987) Technical note – Analysis of hydraulic fracturing pressure histories : A comparison of five methods used to identify shut-in pressure. *Int. J. Rock Mech. & Geomech. Abstr.*, 24, 75-80.
- Amadei, B. et Stephansson, O. (1997) *Rock Stress and its Measurement*, Chapman & Hall, 490 p.
- Angelier, J. (1984) Tectonic analysis of fault slip data sets. *J. Geophys. Res.*, vol. 89, n° B7, 5835-5848.
- Baumgärtner, J. et Rummel, F. (1989) Experience with « fracture pressurization tests » as a stress measuring technique in a jointed rock mass. *Int. J. Rock Mech. & Geomech. Abstr.*, 26, 661-671.
- Brudy, M., Zoback, M.D., Fuchs, K., Rummel, F. et Baumgärtner, J. (1997) Estimation of the complete stress tensor to 8 km depth in the KTB scientific drill holes : Implications for crustal strength. *J. Geophys. Res.*, 102, 18453-18475.
- Burlet, D. (1991) Détermination du champ de contraintes régional à partir de tests hydrauliques en forages. Thèse de doctorat, Univ. Paris VII, 259 p.
- Burlet, D. et Cornet, F.H. (1991) Stress measurements at great depth by hydraulic tests in boreholes, in *Proc. 7th Cong. ISRM*, Aachen, 1691-1697.
- Célérier, B. (1988) How much does slip on a reactivated fault plane constrain the stress tensor ? *Tectonics*, vol. 7, n° 6, 1257-1278.
- Cornet, F.H. (1978) Application de la fracturation hydraulique à la mesure in situ des contraintes. *Sciences de la Terre et Mesures – Mémoire du BRGM*, 91, 173-181. Paris : BRGM.
- Cornet, F.H. (1983) Interpretation of hydraulic injection tests for in situ stress determination, in *Proc. Hydraulic Fracturing Stress Measurements*, Monterey, National Academy Press, Washington DC, 149-158.
- Cornet, F.H. (1986) Stress determination from hydraulic tests on pre-existing fractures, in *Proc. Int. Symp. on Rock Stress and Rock Stress Meas.*, Stockholm, Centek Publ., Luleå, 301-312.
- Cornet, F.H. (1993) The HTPF and the integrated determination methods, in *Comprehensive Rock Engineering* (ed. J.A. Hudson), Pergamon Press, Oxford, ch. 15, vol. 3, 413-432.
- Cornet, F.H., Valette, B. (1984) In situ stress determination from hydraulic injection test data. *J. Geophys. Res.*, 89, 11527-11537.
- Cornet, F.H. et Burlet, D. (1992) Stress field determination in France by hydraulic tests in boreholes. *J. Geophys. Res.*, 97, 11829-11849.
- Engelder, T. (1993) Stress regimes in the lithosphere. Princeton University Press, Princeton, 172-190.
- Fabre, D., Goy, L., Ménard, G. et Burlet, D. (1996) Température et contraintes dans les massifs rocheux : cas du projet de tunnel « Maurienne-Ambin ». *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 134, 85-92.
- Fairhurst, C. (1964) Measurement of in situ rock stresses with particular references to hydraulic fracturing. *Rock Mech. Eng. Geol.*, 2, 129-147.
- Gaia Entreprises (1997) Etude des déplacements dans les puits F14, F16, F23 et F33 à l'aide des images BHTV. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Gaia Entreprises (1999) Etude des déplacements dans les puits F30, F30bis et F31 à l'aide des images BHTV. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Holcomb, D.J. (1993) Observation of the Kaiser effect under multiaxial stress states ; implications for its use in determining in-situ stress. *Geophys. Res. Lett.*, 20, 2119-2122.

- Leeman, E.R. (1959) The measurement of change in rock stress done by mining. *Mine and Quarry Eng.*, 25, 300-304.
- Leijon, B.A. (1989) Relevance of pointwise rock stress measurements - an analysis of overcoring data. *Int. J. Rock Mech. & Geomech. Abstr.*, 26, 61-68.
- Lirigm – Univ. Savoie (1993) Traversée ferroviaire transalpine ; tunnel de base Maurienne-Ambin. Rapport géotechnique n°2. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Lirigm – Univ. Savoie (1994) Traversée ferroviaire transalpine ; tunnel de base Maurienne-Ambin. Rapport géotechnique n°3. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Lirigm – Univ. Savoie (1995) Traversée ferroviaire transalpine ; tunnel de base Maurienne-Ambin. Rapport géotechnique n°4. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Lirigm – Univ. Savoie (1996) Traversée ferroviaire transalpine ; tunnel de base Maurienne-Ambin. Rapport géotechnique n°5. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Lirigm – Univ. Savoie (1998) Traversée ferroviaire transalpine ; tunnel de base Maurienne-Ambin. Rapport géotechnique n°7. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Lirigm – Univ. Savoie (1999) Traversée ferroviaire transalpine ; tunnel de base Maurienne-Ambin. Rapport géotechnique n°8. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Mosnier, J. et Cornet, F.H. (1989) Apparatus to provide an image of the wall of a borehole during a hydraulic fracturing experiment, in *Proc. 4th European Geothermal Update*, Florence, Kluwer Academic Publ., Dordrecht, Holland, 205-212.
- Tarantola, A. et Valette, B. (1982) Generalized non-linear inverse problem solved using the least squares criterion. *Rev. Space Phys.*, 20, 219-232.

Chapitre D : La modélisation numérique des contraintes.

- Akhpatelov, D.M. et Ter-Martirosyan, Z.G. (1971) The stressed state of ponderable semi-infinite domains. *Armenian Acad. Sci. Mech. Bull.*, 24, 33-40.
- Amadei, B. et Pan, E. (1992) Gravitational stresses in anisotropic rock masses with inclined strata. *Int. J. Rock Mech. & Geomech. Abstr.*, 29, 225-236.
- Jaeger, J.C. et Cook, N.G.W. (1979) *Fundamentals of rock mechanics*. Chapman & Hall, London, 3rd edition, 593 p.
- Pan, E., Amadei, B. et Savage, W.Z. (1994) Gravitational stresses in long symmetric ridges and valleys in anisotropic rock. *Int. J. Rock Mech. & Geomech. Abstr.*, 31, 293-312.
- Pan, E., Amadei, B. et Savage, W.Z. (1995) Gravitational and tectonic stresses in anisotropic rock with irregular topography. *Int. J. Rock Mech. & Geomech. Abstr.*, 32, 201-214.
- Savage, W.Z. et Swolfs, H.S. (1986) Tectonic and gravitational stress in long symmetric ridges and valleys. *J. Geophys. Res.*, 91, 3677-3685.
- Savage, W.Z., Swolfs, H.S. et Powers, P.S. (1985) Gravitational stresses in long symmetric ridges and valleys. *Int. J. Rock Mech. & Geomech. Abstr.*, 22, 291-302.
- Savage, W.Z., Swolfs, H.S. et Amadei, B. (1992) On the state of stress in the near surface of the Earth's crust. *Pure Appl. Geophys.*, 138, 207-228.
- Scetauroute (1998) Galleria geognostica di Venaus – Analisi della stabilità del fronte e del cavo. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Simecsol (1995) Galerie de reconnaissance de Modane – Villarodin ; calcul des contraintes au niveau du tronçon de la galerie de Modane sous fortes couvertures. Rapport interne Alpetunnel GEIE, Chambéry.
- Starfield, A.M. et Cundall, P.A. (1988) Towards a methodology for rock mechanics modelling. *Int. J. Rock Mech. & Geomech. Abstr.*, 25, 99-106.
- Timoshenko, S.P. et Goodier, J.N. (1970) *Theory of elasticity*. McGraw-Hill, New York, 3rd edition, 567p.

Annexe Ia

Synthèse des résultats des essais
de laboratoire.

Caractérisation physique du gneiss d'Ambin : calculs d'incertitudes.

Notation : pour chaque grandeur physique X, on note ε_X son incertitude.

Incertainitude relative sur le poids volumique.

Le poids volumique γ d'un échantillon cylindrique de masse m, de longueur L et de diamètre D est donné par la relation :

$$\gamma = \frac{g \cdot m}{V}$$

où V est le volume du cylindre : $V = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot L \cdot D^2$,
et $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ est l'accélération de la pesanteur.

Les incertitudes relatives sur les masses et longueurs mesurées sont données dans le tableau suivant :

Grandeur	Précision	Valeur moyenne	Incertainitude relative
m	0.01 g	300 g	0.003 %
L	0.1 mm	80 mm	0.125 %
D	0.1 mm	40 mm	0.250 %

L'incertitude relative sur le volume mesuré vaut donc :

$$\varepsilon_V = \varepsilon_L + 2 \cdot \varepsilon_D = 0.625 \%$$

Finalement, l'incertitude relative sur le poids volumique vaut :

$$\varepsilon_\gamma = \varepsilon_m + \varepsilon_V = 0.628 \%$$

que l'on peut arrondir à

$$\varepsilon_\gamma = 0.6 \%$$

Incertainitude relative sur la vitesse de propagation des ultrasons.

Les incertitudes sur les vitesses se calculent de la même manière. On calcule tout d'abord les incertitudes relatives sur les grandeurs mesurées :

Grandeur	Précision	Valeur moyenne	Incertainitude relative
T_L	100 ns	20 μs	0.500 %
T_D	100 ns	10 μs	1.000 %
L	0.1 mm	80 mm	0.125 %
D	0.1 mm	40 mm	0.250 %

où T_L est le temps de transit de l'onde dans la longueur de l'échantillon, et T_D le temps de transit dans un diamètre.

La vitesse v_L de l'onde dans le sens longitudinal est donnée par la relation

$$v_L = L / T_L$$

donc son incertitude relative vaut

$$\varepsilon_{vL} = \varepsilon_L + \varepsilon_{TL} = 0.625 \%$$

De même, la vitesse v_D de l'onde dans le sens diamétral est donnée par la relation

$$v_D = D / T_D$$

donc son incertitude relative vaut

$$\varepsilon_{vD} = \varepsilon_D + \varepsilon_{TD} = 1.250 \%$$

En arrondissant les deux valeurs obtenues :

$$\varepsilon_{vL} = 0.6 \% \text{ et } \varepsilon_{vD} = 1.2 \%$$

Caractérisation physique du gneiss d'Ambin : données brutes.

n° échantillon	Longueur	Diamètre	Poids volumique	Vitesses ultrasoniques		
				axiale	diamétrale min.	diamétrale max.
	mm	mm	kN/m ³ (incertitude 0.6%)	km/s (incertitude 0.6%)	km/s (incertitude 1.2%)	km/s (incertitude 1.2%)
0a	78.7	40.0	27.2	4.89	2.88	5.56
0b	80.6	40.0	27.0	5.27	2.58	5.48
0c	79.9	40.0	27.2	5.22	2.40	5.13
0e	90.4	40.0	27.1	4.78	3.08	5.26
0f	90.2	40.0	27.3	5.50	3.45	5.33
0g	89.1	40.0	27.4	5.34	3.39	5.13
0h	83.2	40.0	27.3	5.62	3.54	5.48
0i	81.7	40.0	27.3	5.07	3.60	4.71
0j	92.6	40.0	27.6	5.72	3.54	5.71
30b	102.9	40.0	27.3	4.97	3.96	5.71
30c	89.9	40.0	26.6	3.91	2.53	4.35
30d	76.1	40.0	27.0	3.07	3.31	5.26
30f	76.2	40.0	27.0	4.86	3.54	5.06
30g	70.3	40.0	26.8	4.95	2.99	4.76
30h	74.7	40.0	27.0	4.95	3.48	5.41
30i	86.0	40.0	27.2	5.00	3.51	5.33
45a	69.1	39.7	27.7	4.27	4.22	5.09
45b	71.4	40.0	29.4	4.61	4.76	5.80
45c	76.6	39.7	29.5	5.14	5.09	5.59
45d	80.9	39.7	29.0	5.06	4.62	5.09
45e	103.7	40.0	26.9	3.83	3.25	4.65
45g	84.7	40.0	27.3	4.26	2.99	5.48
45h	76.3	40.0	27.2	4.17	2.99	4.21
45i	80.1	40.0	26.9	3.87	3.33	4.94
45j	79.8	40.0	26.9	4.01	3.39	4.94
45k	86.8	40.0	27.4	4.11	4.17	5.26
45l	101.0	40.0	26.8	3.88	3.88	4.71
45m	81.0	39.7	26.7	3.58	3.78	4.56
60a	90.7	39.7	26.7	3.22	3.64	4.44
60b	83.8	39.7	27.0	3.74	3.82	5.22
60c	80.2	39.7	26.8	4.22	3.64	5.03
60d	79.8	39.7	26.8	4.13	3.89	4.84
60e	91.9	40.0	27.1	3.81	4.08	5.26
60f	79.7	39.7	26.7	3.29	3.48	3.97
60h	80.1	39.7	27.4	4.35	4.96	5.75
60i	89.1	40.0	27.6	4.39	4.88	5.41
60j	79.7	39.7	27.4	4.17	4.32	4.96
60k	78.2	39.7	27.2	4.07	4.22	4.78
60l	79.4	39.7	27.1	4.11	4.32	4.73
60m	90.2	40.0	27.5	4.25	4.76	5.19
90a	90.1	40.0	27.4	3.77	4.35	4.65
90b	80.6	39.7	27.2	4.26	4.73	5.16
90c	79.4	39.7	27.0	4.05	4.27	4.56
90d	80.5	39.7	27.3	4.13	4.18	5.16
90e	84.5	40.0	27.3	4.23	4.88	5.06
90f	79.8	39.7	27.1	4.05	4.22	4.90
90g	79.5	39.7	27.0	3.88	4.46	4.84
90h	78.9	39.7	27.0	3.93	5.03	5.29
90i	88.0	40.0	27.3	3.98	5.00	5.19
90j	71.5	39.7	27.0	4.06	4.78	5.29
90k	80.6	39.7	27.6	3.99	5.22	5.36
90l	74.6	39.7	27.1	2.96	4.36	5.03

Résultats des essais triaxiaux à 0 et 20 MPa de confinement.

$\theta = 0^\circ$	N° échantillon	Confinement 0 MPa				Confinement 20 MPa	
		0f	0g			0h	0i
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ MPa	87	105			175	247
	E_{axial} GPa		64			94	88
	$E_{orthoradial //}$ GPa	-514	-467			-424	
	$E_{orthoradial \perp}$ GPa	-223	-243			-256	-258

$\theta = 30^\circ$	N° échantillon	Confinement 0 MPa				Confinement 20 MPa	
		30d	30i			30b	30f
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ MPa	29	100			88	146
	E_{axial} GPa	34	86			50	62

$\theta = 45^\circ$	N° échantillon	Confinement 0 MPa				Confinement 20 MPa		
		45b	45i	45l	45m	45e	45g	45j
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ MPa	91	46	96	98	94	86	134
	E_{axial} GPa	56	33	43	41	50	40	61

$\theta = 60^\circ$	N° échantillon	Confinement 0 MPa				Confinement 20 MPa		
		60b	60c			60d	60j	60m
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ MPa	114	96			214	192	181
	E_{axial} GPa	74	48			61	58	56

$\theta = 90^\circ$	N° échantillon	Confinement 0 MPa				Confinement 20 MPa		
		90c	90e	90g		90f	90j	90k
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ MPa	137		154		185	185	
	E_{axial} GPa		51	53		56	57	62
	$E_{orthoradial}$ GPa			-191		-181	-198	

Légende :

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$: déviateur de contraintes à la rupture de l'échantillon.
 E_{axial} : module d'élasticité tangent dans la direction du chargement axial.
 $E_{orthoradial //}$: module d'élasticité tangent défini comme le rapport entre la déformation orthoradiale parallèle à la schistosité et la contrainte axiale appliquée.
 $E_{orthoradial \perp}$: module d'élasticité tangent défini comme le rapport entre la déformation orthoradiale perpendiculaire à la schistosité et la contrainte axiale appliquée.

Résultats des essais triaxiaux à 50 et 80 MPa de confinement.

$\theta = 0^\circ$	N° échantillon	Confinement 50 MPa		Confinement 80 MPa	
		0b	0e	0j	
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ MPa	213	244	283	
	E_{axial} GPa		76	73	
	$E_{orthoradial //}$ GPa		-406	-377	
	$E_{orthoradial \perp}$ GPa		-207	-243	

$\theta = 30^\circ$	N° échantillon	Confinement 50 MPa		Confinement 80 MPa	
		30c	30g	30h	
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ MPa	290	193	232	
	E_{axial} GPa	59	86	74	

$\theta = 45^\circ$	N° échantillon	Confinement 50 MPa		Confinement 80 MPa	
		45d	45k	45a	45h
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ MPa	188	179	252	152
	E_{axial} GPa	72	52	52	64

$\theta = 60^\circ$	N° échantillon	Confinement 50 MPa			Confinement 80 MPa	
		60e	60h	60l	60f	60k
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ MPa	225	230	261	369	289
	E_{axial} GPa	67	57	53	58	53

$\theta = 90^\circ$	N° échantillon	Confinement 50 MPa		Confinement 80 MPa	
		90a	90i	90b	90l
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ MPa		246	340	248
	E_{axial} GPa	59	50	54	68
	$E_{orthoradial}$ GPa	-251	-229	-220	-246

Pour les tests à 80 MPa, nous avons également mesuré les modules élastiques en fin de montée hydrostatique :

N° échantillon	0j	45a	45h	60f	60k	90b	90l
E_{axial} GPa	158	174	166	90	163	134	97
$E_{orthoradial //}$ GPa	147	<i>pas mesuré</i>				138	112
$E_{orthoradial \perp}$ GPa	118						

Annexe IIa

Synthèse des résultats des mesures HTPF.

Pour chacun des forages, on donne ici :

- l'évaluation de la mesure, décomposée en quatre critères élémentaires (notations définies au § C.1.3.) et un indice de qualité globale ;
- la ou les meilleures solutions de l'inversion des données, avec les notations définies au § C.1.2.2.

Pour une présentation complète des forages on consultera l'annexe IIb (volume 2/2), et pour la liste des données de base ayant servi pour les inversions, l'annexe IIc (volume 2/2).

F5 (« Modane », France).

Evaluation de la mesure :

Critères élémentaires				Qualité globale
$n_t = 9$	$E_{25} = 54 \%$	$\Delta f = 67 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.9$	
				Classe A

Meilleure solution (modèle Lin6) :

$$\begin{array}{ll} S_1 = 6.3 \text{ MPa} & s_1 = 0.014 \text{ MPa/m} \\ S_2 = 2.6 \text{ MPa} & s_2 = 0.017 \text{ MPa/m} \\ I = 172^\circ & s_3 = 0.054 \text{ MPa/m} \end{array}$$

F6bis (« La Norma », France).

Evaluation de la mesure :

Critères élémentaires				Qualité globale
$n_t = 10$	$E_{25} = 69 \%$	$\Delta f = 211 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.1$	
				Classe B

Meilleure solution (modèle Lin6) :

$$\begin{array}{ll} S_1 = 5.9 \text{ MPa} & s_1 = 0.046 \text{ MPa/m} \\ S_2 = 0.3 \text{ MPa} & s_2 = 0.016 \text{ MPa/m} \\ I = 125^\circ & s_3 = 0.010 \text{ MPa/m} \end{array}$$

F7 (« Longe Côte », France).

Evaluation de la mesure :

Critères élémentaires				Qualité globale
$n_t = 10$	$E_{25} = 66 \%$	$\Delta f = 73 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.2$	
				Classe A

Meilleure solution (modèle Lin6) :

$$\begin{array}{ll} S_1 = 3.5 \text{ MPa} & s_1 = 0.018 \text{ MPa/m} \\ S_2 = -1.3 \text{ MPa} & s_2 = 0.020 \text{ MPa/m} \\ I = 97^\circ & s_3 = 0.020 \text{ MPa/m} \end{array}$$

F8 (« Esseillon », France).

Evaluation de la mesure :

Critères élémentaires				Qualité globale
$n_t = 10$	$E_{25} = 57 \%$	$\Delta f = 173 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.7$	
				Classe A

Meilleure solution (modèle Lin6) :

$$\begin{array}{ll} S_1 = 8.0 \text{ MPa} & s_1 = 0.014 \text{ MPa/m} \\ S_2 = 3.7 \text{ MPa} & s_2 = 0.009 \text{ MPa/m} \\ I = 144^\circ & s_3 = 0.039 \text{ MPa/m} \end{array}$$

F14 (« Le Sapey », France).

Evaluation de la mesure :

Critères élémentaires				Qualité globale
$n_t = 10$	$E_{25} = 63 \%$	$\Delta f = 145 \text{ m}$	$n_f / n_t = 3.3$	
				Classe C

Meilleure solution (modèle Lin6) :

$$\begin{array}{ll} S_1 = 5.2 \text{ MPa} & s_1 = 0.039 \text{ MPa/m} \\ S_2 = 0.6 \text{ MPa} & s_2 = 0.017 \text{ MPa/m} \\ I = 1^\circ & s_3 = 0.026 \text{ MPa/m} \end{array}$$

F16 (« Ambin », France).

Evaluation de la mesure :

Groupe	Critères élémentaires				Qualité globale
Supérieur	$n_t = 7$	$E_{25} = 33 \%$	$\Delta f = 75 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.9$	
Sup. + Inf.	$n_t = 10$	$E_{25} = 50 \%$	$\Delta f = 226 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.6$	Classe B

Solution 1 (modèle cst6) :

$$\begin{array}{ll} S_1 = 33.9 \text{ MPa} & I = 18^\circ \\ S_2 = 27.4 \text{ MPa} & K = -14^\circ \\ S_3 = 16.1 \text{ MPa} & L = 117^\circ \end{array}$$

Solution 3 (modèle lin6) :

$$\begin{array}{ll} S_1 = -26.8 \text{ MPa} & s_1 = 0.055 \text{ MPa/m} \\ S_2 = 18.2 \text{ MPa} & s_2 = 0.008 \text{ MPa/m} \\ I = 126^\circ & s_3 = 0.020 \text{ MPa/m} \end{array}$$

F17 (« La Chapelle St-Benoît », France).

Evaluation de la mesure :

$n_t = 10$	Critères élémentaires			Qualité globale Classe A
	$E_{25} = 54 \%$	$\Delta f = 84 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.5$	

Meilleure solution (modèle Lin6) :

$$\begin{aligned} S_1 &= 8.0 \text{ MPa} & s_1 &= 0.011 \text{ MPa/m} \\ S_2 &= -0.8 \text{ MPa} & s_2 &= 0.018 \text{ MPa/m} \\ I &= 1^\circ & s_3 &= 0.035 \text{ MPa/m} \end{aligned}$$

F21 (« Station de Pompage », France).

Evaluation de la mesure :

$n_t = 10$	Critères élémentaires			Qualité globale Classe C
	$E_{25} = 57 \%$	$\Delta f = 126 \text{ m}$	$n_f / n_t = 2.3$	

Meilleure solution (modèle Lin6) :

$$\begin{aligned} S_1 &= -7.0 \text{ MPa} & s_1 &= 0.0349 \text{ MPa/m} \\ S_2 &= -9.2 \text{ MPa} & s_2 &= 0.0277 \text{ MPa/m} \\ I &= 114^\circ & s_3 &= 0.0287 \text{ MPa/m} \end{aligned}$$

F25 (« Amodon », France).

Evaluation de la mesure :

$n_t = 5$	Critères élémentaires			Qualité globale Classe C
	$E_{25} = 33 \%$	$\Delta f = 58 \text{ m}$	$n_f / n_t = 8.2$	

Meilleure solution (modèle Lin6) :

$$\begin{aligned} S_1 &= 3.9 \text{ MPa} & s_1 &= 0.030 \text{ MPa/m} \\ S_2 &= -1.5 \text{ MPa} & s_2 &= 0.018 \text{ MPa/m} \\ I &= 45^\circ & s_3 &= 0.010 \text{ MPa/m} \end{aligned}$$

F31 (« Croix Rousse », France).

Evaluation de la mesure :

$n_t = 10$	Critères élémentaires			Qualité globale Classe B
	$E_{25} = 46 \%$	$\Delta f = 378 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.4$	

Meilleure solution (modèle Lin6) :

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.0 \text{ MPa} & s_1 &= 0.025 \text{ MPa/m} \\ S_2 &= 0.8 \text{ MPa} & s_2 &= 0.008 \text{ MPa/m} \\ I &= 133^\circ & s_3 &= 0.041 \text{ MPa/m} \end{aligned}$$

F33 (« Avrieux », France).

Evaluation de la mesure :

$n_t = 8$	Critères élémentaires			Qualité globale Classe C
	$E_{25} = 32 \%$	$\Delta f = 175 \text{ m}$	$n_f / n_t = 3.8$	

Meilleure solution (modèle Lin6) :

$$\begin{aligned} S_1 &= -26.3 \text{ MPa} & s_1 &= 0.141 \text{ MPa/m} \\ S_2 &= -2.0 \text{ MPa} & s_2 &= 0.042 \text{ MPa/m} \\ I &= 123^\circ & s_3 &= 0.038 \text{ MPa/m} \end{aligned}$$

F57 (« La Montaz », France).

Evaluation de la mesure :

$n_t = 15$	Critères élémentaires			Qualité globale Classe A
	$E_{25} = 72 \%$	$\Delta f = 124 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.7$	

Meilleure solution (modèle Lin6) :

$$\begin{aligned} S_1 &= 7.7 \text{ MPa} & s_1 &= 0.019 \text{ MPa/m} \\ S_2 &= 5.0 \text{ MPa} & s_2 &= 0.012 \text{ MPa/m} \\ I &= 31^\circ & s_3 &= 0.029 \text{ MPa/m} \end{aligned}$$

S4 (« Val Clarea », Italie).

Evaluation de la mesure :

Groupe	Critères élémentaires				Qualité globale
Inférieur	$n_t = 5$	$E_{25} = 39 \%$	$\Delta f = 35 \text{ m}$	$n_f / n_t = 2.0$	Classe C
Supérieur	$n_t = 4$	$E_{25} = 34 \%$	$\Delta f = 67 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.0$	Classe C

Groupe inférieur (modèle cst4) :

$$\begin{aligned} S_H &= 29.8 \pm 5.4 \text{ MPa} & I &= 53^\circ \pm 14^\circ \\ S_h &= 20.1 \pm 1.9 \text{ MPa} & K &= 0^\circ \\ S_v &= 17.3 \pm 2.7 \text{ MPa} & L &= 0^\circ \end{aligned}$$

Groupe supérieur (modèle cst4) :

$$\begin{aligned} S_H &= 26.7 \pm 9.5 \text{ MPa} & I &= 65^\circ \pm 25^\circ \\ S_h &= 16.2 \pm 3.9 \text{ MPa} & K &= 0^\circ \\ S_v &= 9.9 \pm 7.5 \text{ MPa} & L &= 0^\circ \end{aligned}$$

S5 (« Pra Piano », Italie).

Evaluation de la mesure :

Groupe	Critères élémentaires				Qualité globale
Inférieur	$n_t = 10$	$E_{25} = 47 \%$	$\Delta f = 81 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.9$	Classe A
Supérieur	$n_t = 10$	$E_{25} = 59 \%$	$\Delta f = 48 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.8$	Classe A
Inf. + Sup.	$n_t = 20$	$E_{25} = 73 \%$	$\Delta f = 281 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.9$	Classe B

Meilleure solution pour l'ensemble des données (modèle Lin9) :

$S_{xx} = -7.8 \text{ MPa}$	$s_{xx} = 0.028 \text{ MPa/m}$
$S_{yy} = -3.0 \text{ MPa}$	$s_{yy} = 0.018 \text{ MPa/m}$
$S_{zz} = 0.0 \text{ MPa}$	$s_{zz} = 0.024 \text{ MPa/m}$
$S_{xy} = 1.0 \text{ MPa}$	$s_{xy} = -0.002 \text{ MPa/m}$
$S_{yz} = 0.0 \text{ MPa}$	$s_{yz} = 0.000 \text{ MPa/m}$
$S_{xz} = 0.0 \text{ MPa}$	$s_{xz} = 0.001 \text{ MPa/m}$

S23 (« De Ruine », Italie).

Evaluation de la mesure :

Groupe	Critères élémentaires				Qualité globale
Inférieur	$n_t = 10$	$E_{25} = 57 \%$	$\Delta f = 46 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.0$	Classe A
Médian	$n_t = 10$	$E_{25} = 57 \%$	$\Delta f = 89 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.0$	Classe A
Supérieur	$n_t = 10$	$E_{25} = 60 \%$	$\Delta f = 76 \text{ m}$	$n_f / n_t = 1.0$	Classe A

Meilleure solution pour le groupe inférieur (modèle Cst6) :

$S_1 = 14.1 \text{ MPa}$	$\delta_1 = 97^\circ$	$\mu_1 = 13^\circ$
$S_2 = 9.0 \text{ MPa}$	$\delta_2 = 237^\circ$	$\mu_2 = 80^\circ$
$S_3 = 6.9 \text{ MPa}$	$\delta_3 = 329^\circ$	$\mu_3 = 81^\circ$

Meilleure solution pour le groupe médian (modèle Cst6) :

$S_1 = 10.3 \text{ MPa}$	$\delta_1 = 162^\circ$	$\mu_1 = 70^\circ$
$S_2 = 7.5 \text{ MPa}$	$\delta_2 = 264^\circ$	$\mu_2 = 59^\circ$
$S_3 = 5.0 \text{ MPa}$	$\delta_3 = 44^\circ$	$\mu_3 = 38^\circ$

Meilleure solution pour le groupe supérieur (modèle Cst6) :

$S_1 = 7.3 \text{ MPa}$	$\delta_1 = 279^\circ$	$\mu_1 = 45^\circ$
$S_2 = 5.2 \text{ MPa}$	$\delta_2 = 192^\circ$	$\mu_2 = 84^\circ$
$S_3 = 3.4 \text{ MPa}$	$\delta_3 = 86^\circ$	$\mu_3 = 46^\circ$