Contribution à l'étude du boulonnage : application au soutènement des voies à la mine de la Mure

Alvaro Correa Arroyave

▶ **To cite this version:**

Alvaro Correa Arroyave. Contribution à l'étude du boulonnage : application au soutènement des voies à la mine de la Mure. Géologie appliquée. Universite Scientifique et Médicale de Grenoble, 1983. Français. NNT : . tel-00744070

HAL Id: tel-00744070

https://theses.hal.science/tel-00744070

Submitted on 22 Oct 2012

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.

GEOLOGIE GRENOBLE UJF
D 050 035735 7

INSTITUT DE RECHERCHES INTERDISCIPLINAIRES DE GEOLOGIE ET DE MECANIQUE

THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITÉ SCIENTIFIQUE ET MÉDICALE
DE GRENOBLE

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

pour obtenir le titre de

DOCTEUR - INGÉNIEUR

par

Alvaro de la Cruz CORREA ARROYAVE

11 SEP. 2003

SUJET

Contribution à l'étude du boulonnage.

Application au soutènement des voies à la mine de La Mure.

Soutenue le 20 Décembre 1983 devant la Commission d'Examen

M. R. NEGRE	Président
M. M. DAYRE	Rapporteur
M. J. ROELENS	Examinateurs
M. J.-P. PIGUET	
M. G. BALLIVY	
M. E. DECOURT	

GRENOBLE

INSTITUT DE RECHERCHES INTERDISCIPLINAIRES DE GEOLOGIE ET DE MECANIQUE

THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITÉ SCIENTIFIQUE ET MÉDICALE
DE GRENOBLE

pour obtenir le titre de

DOCTEUR - INGÉNIEUR

par

Alvaro de la Cruz CORREA ARROYAVE

SUJET

Contribution à l'étude du boulonnage.

Application au soutènement des voies à la mine de La Mure.

Soutenue le 20 Décembre 1983 devant la Commission d'Examen

M. R. NEGRE	Président
M. M. DAYRE	Rapporteur
M. J. ROELENS M. J.-P. PIGUET M. G. BALLIVY M. E. DECOURT	Examinateurs

10117991

GRENOBLE

A ma femme, qui a su me
donner du courage dans les moments
les plus difficiles de mon travail ;
à mes enfants, qui n'ont jamais compris
pourquoi les vacances s'envolaient,
enfermés dans la maison pendant que
leur père était absent ; à nos parents,
qui, de si loin, veillent sur nous.

AVANT-PROPOS

Qu'il nous soit permis d'exprimer notre gratitude à toutes les personnes qui nous ont apporté enseignements et conseils à l'occasion de cette recherche.

Ce travail a été effectué, dans le cadre du Laboratoire de Mécanique des Roches de l'I.R.I.G.M., sous la bienveillance de Monsieur DAYRE, Maître Assistant à l'U.S.M.G. ; nous tenons à lui exprimer toute notre plus profonde reconnaissance.

Nous remercions vivement Monsieur ROELENS, Professeur à l'Ecole des Mines de Saint-Etienne, pour les précieux conseils et encouragements qu'il a su nous donner depuis notre arrivée en France. Nous nous réjouissons de le compter parmi les membres du jury.

Qu'il nous soit également permis d'exprimer notre gratitude à Monsieur DEJEAN, Directeur du Laboratoire Pressions de terrains à l'Ecole des Mines de Nancy, pour nous avoir mis en rapport avec la mine de la Mure, et nous avoir permis l'accès au centre de calcul dans son laboratoire.

Nous remercions Monsieur MULLER, Directeur Général des Houillères du Bassin du Dauphiné, de nous avoir permis l'accès à la mine.

Nous tenons à remercier toute l'équipe du Laboratoire des Pressions de terrains de l'Ecole des Mines de Nancy pour le brillant accueil qu'elle nous a accordé pendant tous nos séjours. Nous tenons plus particulièrement à remercier Monsieur PIGUET, pour les nombreux conseils qu'il nous a prodigués et pour nous avoir fait l'honneur d'accepter d'être parmi les examinateurs.

Nous n'oublierons pas Monsieur VUILLAUME, responsable du centre de calcul du Laboratoire de Pressions des terrains de l'Ecole des Mines de Nancy, pour sa précieuse collaboration sans laquelle notre travail à l'ordinateur n'aurait pas été possible. Nous tenons à le remercier très vivement.

Nous exprimons notre plus vive reconnaissance à Monsieur NEGRE, Professeur à l'U.S.M.G., qui a bien voulu nous faire l'honneur d'accepter la présidence du jury.

Nous tenons également à remercier Monsieur DECOURT, responsable du Service Essais à la mine de la Mure qui nous a fait le plaisir d'être parmi le jury.

Nous remercions également Monsieur BALLIVY, Professeur à l'Université de Sherbrooke, CANADA, pour avoir accepté d'être parmi les examinateurs.

Nous remercions aussi Monsieur BREST du Service Géomètres du fond, de la mine de la Mure, pour les précieux renseignements qu'il nous a donnés.

Nous remercions particulièrement Messieurs ORENGO, GARNIER et GUIGUET, Techniciens au Laboratoire de Mécanique des Roches de l'I.R.I.G.M. qui avec compétence et dévouement ont assuré la conduite de nos essais de laboratoire.

Nous remercions enfin Mademoiselle WRONSKI qui a assuré la frappe de cette thèse.

TABLE DES MATIERES

CONTRIBUTION A L'ETUDE DU BOULONNAGE

Application au soutènement des voies à la mine de la Mure

	Pages
AVANT PROPOS	i
TABLE DES MATIERES	iii
TABLE DES FIGURES ET DES PHOTOS	viii
INTRODUCTION GENERALE	xviii
CHAPITRE I. GENERALITES	1
Introduction	1
I.1. Situation géographique	1
I.2. Cadre géologique	5
I.2.1. Description lithologique	5
I.2.1.a. Les terrains antéhouillers	5
I.2.1.b. Le houiller	5
I.2.1.c. La couverture mesozoïque	11
I.2.1.d. Les formations récentes	13
I.2.2. Analyse structurale	13
I.2.2.a. Failles	13
I.2.2.b. Plis	20
I.2.2.c. Glissements	21
I.2.3. Minéralisations	22
I.3. Vue d'ensemble de la mine	22
I.3.1. Contraintes à l'exploitation	25
I.3.1.a. L'irrégularité de la couche	25
I.3.1.b. Les dégagements instantanés de CO_2	25
I.3.1.c. Les feux	25
I.3.1.d. L'eau	26
I.3.1.e. Les pressions des terrains	26

I.4. Méthodes d'exploitation 26

I.4.1. Soutirage par traçages en couches 27
I.4.2. Soutirages par galeries au mur et gaines 29
I.4.3. Soutirages par cheminées de tir 29

I.5. Traitement des voies depuis leur creusement 31

I.5.1. Les cintres 32
I.5.2. Les boulons 33

I.6. Dégradations et déformations des voies 34

Conclusion 39

CHAPITRE II. CARACTERISATION DU MASSIF ROCHEUX ET DU CHARBON 41

Introduction 41

II.1. Composition pétrographique 41

II.1.1. Les schistes 41
II.1.2. Les grès 42
II.1.3. La Gratte 43
II.1.4. Le charbon 43

II.2. Propriétés physiques 44

II.3. Propriétés géomécaniques 45

II.3.1. Dureté Cerchar 45
II.3.2. Comportement sous la presse 50

II.3.2.a. Conditions d'essais 52
- essais de compression monoaxiale 52
- essais de compression triaxiale 54
- essais de traction brésilien 54

II.3.2.b. Caractéristiques mécaniques des échantillons 57

Roches constituant le toit de la Grande Couche 57
- Schiste brillant grossièrement micacé 57
- Grès grossièrement micacé 59
- Schiste noir rubanné 61

La Couche, le Charbon 63

Roches constituant le mur de la Grande Couche 63
- Schiste brillant à radicelles et végétaux 63
- Grès quartziteux à grains moyens 65
- Grès quartziteux à grains fins 67
- Gratte 67

II.4. Fragilité à l'usinage 69

Conclusion 74

CHAPITRE III. DEFORMATION DES VOIES. LES MESURES FAITES 77

Introduction 77

III.1. Nature des mesures 77

III.1.1. Les convergences 77
III.1.2. Les fluages 78
III.1 3. Les expansions du toit 79
III.1.4. La hauteur restante 80

III.2. Evolution des convergences et des expansions. Expressions trouvées dans d'autres gisements 83

III.3. Appareils de mesure 88

III.3.1. La canne à convergences 88
III.3.2. La corde à piano 88
III.3.3. L'endoscope 90

III.4. Voies étudiées 90

III.4.1. Quartier des Chuzins 93

III.4.1.a. Descenderie 21000 93
III.4.1.b. Descenderie 23000 99
III.4.1.c. Voie 7400 Nord 111
III.4.1.d. Voie 23200 115
III.4 1.e. Voie 7500 Nord 121
III.4.1.f. Voie 5500 124
III.4.1.g. Voie 5300 129

III.4.2. Quartier des Rioux 131

III.4.2. Rioux N 21, bloc 2 131

Conclusion 137

CHAPITRE IV. TESTS SUR LES BOULONS 143

Introduction 143

IV.1. But des tests 143

IV.2. Eléments des boulons 144

IV.2.1. La tige 144
IV.2.2. Les plaques 145
IV.2.3. La grille 146
IV.2.4. La résine 146

IV.3. Mise en place des boulons 148

IV.3.1. La foration 148
IV.3.2. L'introduction des charges de résine 148
IV.3.3. La pose du boulon 152
IV.3.4. La pose de la plaque 153
IV.3.5. La pose de la grille 153

IV.4. Appareillages pour les tests 153

IV.4.1. Modalités des essais 154
IV.4.2. Modalités à la mine 156

IV.5. Paramètres ayant une influence sur la tenue du boulon 158

IV.5.1. La tige 160

IV.5.1.a. tige lisse diamètre 20 mm 160
IV.5.1.b. tige nervurée diamètre 20 mm 160
IV.5.1.c. tige lisse diamètre 24 mm 160

IV.5.2. La résine 167

IV.5.2.a. celtite 700 x 7 CF 167
IV.5.2.b. ARS 600 x 4 R1 167
IV.5.2.c. ARS 600 x 6 R1 168
IV.5.2.d. celtite 500 x 2 H 169
IV.5.2.e. d'autres sortes de résines 169

IV.5.3. La roche 175
IV.5.4. L'engin de pose 179
IV.5.5. L'espace annulaire 181
IV.5.6. Le temps après la pose 182
IV.5.7. Le serrage de la plaque 184
IV.5.8. L'inclinaison par rapport aux bancs 187

Conclusion 200

CHAPITRE V. INFLUENCE DU BOULONNAGE SUR LE DEPLACEMENT AUTOUR DE LA VOIE. CALCUL EN ELASTICITE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS. 203

Introduction 203

V.1. Le programme utilisé. La méthode des éléments finis 204
V.2. Le maillage 214
V.3. Hypothèse des calculs 214
V.4. Modélisation des boulons 216

V.5. Modalités 217

V.5.1. Influence des modules de Young sur les contraintes et les déplacements autour de la voie 218
V.5.2. Influence d'une zone décomprimée autour de la voie 225
V.5.3. Influence de l'avancement de l'exploitation sur la tenue de la voie boulonnée 234

V.5.3.a. La voie 234
V.5.3.b. Propriétés des matériaux 234
V.5.3.c. Modélisation des boulons 240
V.5.3.d. Modélisation de l'exploitation 240
V.5.3.e. Conditions aux limites 240
V.5.3.f. Résultats 243

Conclusion 258

CONCLUSION

ANNEXE 1. Glossaire des principaux mots utilisés non définis dans le texte.

ANNEXE 2. Contraintes autour de la périphérie de la voie et jusqu'à une profondeur de 2,20 m.

ANNEXE 3. Déplacements autour de la périphérie de la voie et jusqu'à une profondeur de 2,20 m.

BIBLIOGRAPHIE

TABLE DES FIGURES

Pages			
3	Figure 1	:	Les Alpes Occidentales, d'après HAUDOUR.
4	Figure 2	:	Coupe E-W des Alpes Occidentales à la latitude de la Mure et de Briançon, d'après HAUDOUR.
7	Figure 3	:	Séries stratigraphiques relevées à la mine, d'après le Service Géomètres du Fond, mine de la Mure.
14	Figure 4	:	Série stratigraphique de la région dauphinoise, d'après DEBELMAS et KERCKHOVE et du dôme de la Mure, d'après HAUDOUR.
16	Figure 5	:	Plan de la concession de la mine d'après SARROT-REYNAULD.
17	Figure 6	:	Coupes E-W du gisement d'après SARROT-REYNAULD.
19	Figure 7	:	Coupes N-S du gisement d'après SARROT-REYNAULD.
24	Figure 8	:	Projection du gisement, d'après le Service Géomètres du Fond. mine de la Mure.
28	Figure 9	:	Méthode d'exploitation par traçage en couche, d'après le Service Essais, mine de la Mure.
28	Figure 10	:	Méthode d'exploitation classique, d'après le Service Essais, mine de la Mure.
30	Figure 11	:	Méthode d'exploitation par galerie au mur et gaines, d'après le Service Essais, mine de la Mure.
30	Figure 12	:	Méthode d'exploitation par chambre magasin, d'après le Service Essais, mine de la Mure.
35	Figure 13	:	Schéma de boulonnage utilisé, grande section, d'après le Service Essais, mine de la Mure.
35	Figure 14	:	Schéma de boulonnage utilisé, petite section, d'après le Service Essais, mine de la Mure.
37	Figure 15	:	Schéma montrant la déformation et l'écrasement d'une voie, l'exploitation venue.
37	Figure 16	:	L'écaillage.
37	Figure 17	:	Le pincement.
38	Figure 18	:	La flexure.

38	Figure 19	:	Schéma montrant une voie d'exploitation aux Chuzins Niveau 17.
46	Figure 20 20a	:	Test Cerchar. Enfoncement du forêt d'essai en fonction du temps. Mesure de la dureté.
46	Figure 21	:	Relation dureté-refoulement.
46	Figure 22	:	Relation résistance-dureté.
48	Figure 23	:	Profil géomécanique, d'après le test Cerchar.
51	Figure 24	:	Directions des prélèvements des éprouvettes.
53	Figure 25	:	Courbe contrainte - déformation montrant la localisation des différents paramètres retenus. L'exemple correspond à une éprouvette de grès micacé sollicitée perpendiculairement à la stratification.
56	Figure 26	:	Essai de traction brésilien. Contrainte parallèle à la stratification.
56	Figure 27	:	Essais de traction brésilien. Contrainte parallèle à la stratification.
56	Figure 28	:	Essai de traction brésilien. Contrainte perpendiculaire à la stratification.
56	Figure 29	:	Courbe contrainte-déformation, en essai brésilien. L'exemple correspond à une éprouvette de gratte sollicitée parallèlement à la stratification.
58	Figure 30a	:	Schiste micacé sollicité perpendiculairement à la stratification. Compression monoaxiale.
58	Figure 30b	:	Schiste à radicelles sollicité perpendiculairement à la stratification. Compression monoaxiale.
58	Figure 31a	:	Schiste micacé sollicité perpendiculairement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.
58	Figure 31b	:	Schiste à radicelles sollicité perpendiculairement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.
58	Figure 32a	:	Cercle de Mohr à la rupture. Schiste micacé sollicité perpendiculairement à la stratification.
58	Figure 32b	:	Cercle de Mohr à la rupture. Schiste à radicelles sollicité perpendiculairement à la stratification.

60 Figure 33a : Grès grossièrement micacé, sollicité perpendiculairement à la stratification. Compression monoaxiale.

60 Figure 33b : Grès grossièrement micacé, sollicité parallèlement à la stratification. Compression monoaxiale.

60 Figure 34a : Grès grossièrement micacé, sollicité perpendiculairement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

60 Figure 34b : Grès grossièrement micacé sollicité parallèlement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

60 Figure 35a : Cercle de Mohr à la rupture. Grès grossièrement micacé, sollicité perpendiculairement à la stratification.

60 Figure 35b : Cercle de Mohr à la rupture. Grès grossièrement micacé, sollicité parallèlement à la stratification.

62 Figure 36a : Schiste noir rubanné, sollicité perpendiculairement à la stratification. Compression monoaxiale.

62 Figure 36b : Schiste noir rubanné, sollicité parallèlement à la stratification. Compression monoaxiale.

62 Figure 37a : Schiste noir rubanné, sollicité perpendiculairement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

62 Figure 37b : Schiste noir rubanné, sollicité parallèlement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

62 Figure 38a : Cercle de Mohr à la rupture. Schiste noir rubanné, sollicité perpendiculairement à la stratification.

62 Figure 38b : Cercle de Mohr à la rupture. Schiste noir rubanné, sollicité parallèlement à la stratification.

64 Figure 39a : Grès quartziteux à grains moyens, sollicité perpendiculairement à la stratification. Compression monoaxiale.

64 Figure 39b : Grès quartziteux à grains moyens, sollicité parallèlement à la stratification. Compression monoaxiale.

64 Figure 40a : Grès quartziteux à grains moyens, sollicité perpendiculairement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

64 Figure 40b : Grès quartziteux à grains moyens sollicité parallèlement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

64 Figure 41a : Cercle de Mohr à la rupture. Grès quartziteux à grains moyens, sollicité perpendiculairement à la stratification.

64 Figure 41b : Cercle de Mohr à la rupture. Grès quartziteux à grains moyens, sollicité parallèlement à la stratification.

66 Figure 42a : Grès quartziteux à grains fins, sollicité perpendiculairement à la stratification. Compression monoaxiale.

66 Figure 42b : Grès quarziteux à grains fins, sollicité parallèlement à la stratification. Compression monoaxiale.

66 Figure 43a : Grès quartziteux à grains fins, sollicité perpendiculairement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

66 Figure 43b : Grès quartziteux à grains fins, sollicité parallèlement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

66 Figure 44a : Cercle de Mohr à la rupture. Grès quartziteux à grains fins, sollicité perpendiculairement à la stratification.

66 Figure 44b : Cercle de Mohr à la rupture. Grès quartziteux à grains fins, sollicité parallèlement à la stratification.

68 Figure 45a : Gratte sollicitée perpendiculairement à la stratification. Compression monoaxiale.

68 Figure 45b : Gratte sollicitée parallèlement à la stratification. Compression monoaxiale.

68 Figure 46a : Gratte sollicitée perpendiculairement à la stratification. pour différentes valeurs de confinement.

68 Figure 46b : Gratte sollicitée parallèlement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

68 Figure 47a : Cercle de Mohr à la rupture. Gratte sollicitée perpendiculairement à la stratification.

68 Figure 47b : Cercle de Mohr à la rupture. Gratte sollicitée parallèlement à la stratification.

81 Figure 48 : Station de mesures : convergence, fluage, expansion, hauteur restante.

84 Figure 49 : Forme générale de l'évolution des mouvements, au creusement, en fonction du temps ou de la distance au front, d'après RAFFOUX.

84 Figure 50 : Courbe $C_{V(t)}$ en coordonnées semi-logarithmiques, d'après SCHWARTZ.

86 Figure 51 : Courbe de convergence (ou d'expansion) en fonction de la distance du front de taille au doublet, d'après RAFFOUX.

89 Figure 52 : La canne à convergences.

89 Figure 53 : L'endoscope. D'après BACHACOU.

91 Figure 54 : Schéma d'exploitation par cheminées de tir, d'après le Service Essais, mine de la Mure.

96 Figure 55a : Descenderie 21000. Courbe de convergences.

96 Figure 55b : Descenderie 21000. Courbe de fluages.

98 Figure 56 : Descenderie 21000. Plan.

98 Figure 57 : Descenderie 21000. Profil.

101 Figure 58 : Descenderie 23000. Plan.

101 Figure 59 : Descenderie 23000. Profil.

103 Figure 60 : Descenderie 23000. Courbes de convergence.

103 Figure 61 : Descenderie 23000. Courbe de fluage-convergence.(Station 1.)

105 Figure 62 : Séries de mesures complètes proposées.

108 Figure 63 : Descenderie 23000. Courbes d'expansion.

109 Figure 64 : Descenderie 23000. Relevés endoscopiques dans une zone schisteuse.

113 Figure 65a : Chuzins 7400 Nord, courbes de convergence.

113 Figure 65b : Chuzins 7400 Nord, courbes de fluage.

114 Figure 66 : Chuzins 7400 Nord, courbes d'expansion.

116 Figure 67 : Chuzins 7400 Nord, Plan.

116 Figure 68 : Chuzins 7400 Nord, Profil.

118 Figure 69 : Chuzins 23200-7500, Plan.

118 Figure 70 : Chuzins 23200, Profil

119 Figure 71a : Chuzins 23200, courbes de convergences.

119 Figure 71b : Chuzins 7500, courbe de convergence.

123 Figure 72 : Chuzins 7500, Profil.

126 Figure 73 : Chuzins 5500-5300, Plan.

126 Figure 74 : Chuzins 5500, Profil.

128 Figure 75a : Chuzins 5500, Courbes de convergence.

128 Figure 75b : Chuzins 5300, Courbes de convergence.

130 Figure 76 : Chuzins 5300, Profil.

133 Figure 77 : Rioux, bloc 2, Niveau 21, Plan.

133 Figure 78 : Rioux, bloc 2, Niveau 21, Profil.

134 Figure 79a : Rioux, bloc 2, Niveau 21, Courbes de convergence.

134 Figure 79b : Rioux, bloc 2, Niveau 21, Courbes de fluage.

135 Figure 80 : Rioux, bloc 2, Niveau 21, Courbes d'expansion.

149 Figure 81 : Tiges d'ancrage à la résine rond-crenelé et rond lisse, d'après Etablissements PREVOST.

149 Figure 82 : Types de plaques, d'après Etablissements GOLDENBERG .

150 Figure 83 : Types de résine, d'après CELADA TAMAMES.

155 Figure 84 : Essai de traction sur les boulons. Appareillage utilisé.

157 Figure 85 : Diagramme de traction type, d'après Etablissements ANCRAL.

157 Figure 86 : Répartition des contraintes dans un boulon à ancrage réparti soumis à une traction à son extrémité, d'après E. TINCELIN.

166 Figure 87 : Courbes de traction d'après le type de tige.

166 Figure 88 : Courbes de traction d'après la déformabilité de la tige.

172 Figure 89 : Courbes de traction d'après le type de résine.

172 Figure 90 : Courbes de traction d'après le type de résine (cont.)

180 Figure 91 : Courbes de traction d'après la machine de pose.

180 Figure 92 : Courbes de traction d'après l'espace annulaire.

183 Figure 93 : Courbes de traction de boulons testés 1 h 30 mn après la pose.

183 Figure 94 : Courbes de traction de boulons testés le lendemain de la pose.

183 Figure 95 : Courbes de traction de boulons testés une semaine après la pose.

185 Figure 96 : Ancrage réparti. Système passif et système actif.

190 Figure 97 : Histogrammes nombre d'essais-effort d'arrachement pour des boulons posés à différentes inclinaisons par rapport aux bancs.

209 Figure 98 : Définition des triangles utilisés dans le calcul.

209 Figure 99 : Théorème du travail virtuel.

215 Figure 100a : Grand Maillage utilisé. Conditions imposées au modèle.

215 Figure 100b : Petit Maillage utilisé pour l'étude des alentours de la voie.

215 Figure 101 : Modélisation du boulon, d'après PRUNEAU.

220 Figure 102 : Maillage montrant l'épaisseur des couches pour l'étude de l'influence des modules de Young.

224 Figure 103 : Schéma de boulonnage utilisé. Voie non déconsolidée.

227 Figure 104 : Schéma de boulonnage utilisé. Voie déconsolidée.

227 Figure 105 : Maillage montrant l'épaisseur des couches pour l'étude de l'influence de la zone déconsolidée autour de la voie.

235 Figure 106 : Epaisseur des couches modélisées pour l'étude de l'influence de l'avancement de l'exploitation sur la tenue de la voie boulonnée.

241 Figure 107 : Maillage montrant l'avancement de la taille. Première tranche exploitée.

241 Figure 108 : Maillage montrant l'avancement de la taille. Deuxième tranche exploitée.

241 Figure 109 : Maillage montrant l'avancement de la taille. Troisième tranche exploitée.

Figures 110 à 114 : σ_x et σ_y autour de la voie et jusqu'à une profondeur de 1,95 m. Voie sans boulon avant et pendant l'exploitation.

246 Figure 110a : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 1 et 2

246 Figure 110b : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 2 et 3

247 Figure 111a : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 3 et 4

247 Figure 111b : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 4 et 5

248 Figure 112a : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 5 et 6.

248 Figure 112b : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 6 et 7.

249 Figure 113a : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 7 et 8.

249 Figure 113b : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 8 et 9.

250 Figure 114a : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 9 et 10.

250 Figure 114b : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 10 et 11.

251 Figure 115 : Cercles de Mohr à la rupture pour les triangles autour de la voie ; avant démarrage de la taille, sans boulon.

251 Figure 116 : Cercles de Mohr à la rupture pour les triangles autour de la voie ; taille déjà démarrée, exploitation de la première tranche, sans boulon.

252 Figure 117 : Cercles de Mohr à la rupture pour les triangles autour de la voie ; taille déjà démarré, exploitation de la deuxième tranche, sans boulon.

252 Figure 118 : Cercles de Mohr à la rupture pour les triangles autour de la voie ; taille déjà démarrée, exploitation de la troisième tranche, sans boulon.

257 Figure 119 : Contraintes σ_x sur les boulons ; taille déjà démarrée (1ère tranche) 9 boulons à 1,80 m.

257 Figure 120 : Contraintes σ_y sur les boulons ; taille déjà démarrée (1ère tranche) 9 boulons à 1,80 m.

257 Figure 121 : Contraintes τ_{xy} sur les boulons ; taille déjà démarrée (1ère tranche) 9 boulons à 1,80 m.

LISTE DES PHOTOS

Pages

151 Photo n° 1 : Vue d'ensemble boulons et plaques dans un chantier à la mine de la Mure.

151 Photo n° 2 : Type de grille utilisée à la mine de la Mure.

151 Photo n° 3 : Parement boulonné. Mine de la Mure.

186 Photo n° 4 : Défauts dans la pose des boulons. Plaques bombées mises à l'inverse.

197 Photo n° 5 : Défauts dans la pose des boulons. Grille rompue.

197 Photo n° 6 : Défauts dans la pose des boulons. Plaques mal serrées.

197 Photo n° 7 : Défauts dans la pose des boulons. Boulon passant à côté de la résine.

198 Photo n° 8 : Défauts dans la pose des boulons. Boulon mal enfoncé.

198 Photo n° 9 : Défauts dans la pose des boulons. Ecrous ne serrant pas la plaque.

198 Photo n° 10 : Défauts dans la pose des boulons. Plaques mal serrées.

INTRODUCTION GENERALE

Le boulonnage

Les travaux d'exploitation minière sont classés comme des travaux à caractère temporaire, caractère qui se justifie pleinement dans la mesure où le chantier en exploitation est prévu pour être stable au cours de l'extraction seulement.

Mais très couramment, cette stabilité demande des méthodes de soutènement de plus en plus puissants, du fait, non seulement des caractéristiques mécaniques du massif concerné mais aussi à cause de la profondeur et surtout des dégâts occasionnés par l'enlèvement du minerai.

Ces conditions, particulièrement difficiles, sont à l'origine du renforcement interne des terrains (méthode en pleine évolution depuis quelques années) par le biais du boulonnage, lequel permet de redonner au terrain fissuré une certaine cohésion afin de le rendre auto-porteur.

Le boulonnage a, donc, pour rôle, la consolidation de la gaine entourant les parois de l'ouvrage sur une épaisseur au moins égale à la longueur des boulons, créant ainsi une poutre naturelle dans les terrains.

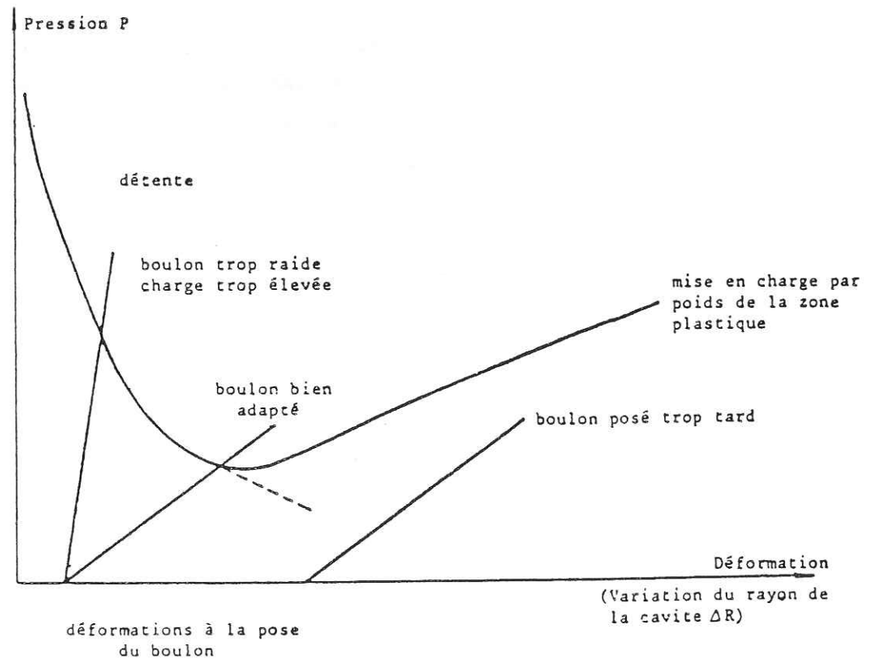
Les effets des boulons sont doubles :

- d'abord, ils permettent de river les premiers bancs à ceux situés au-dessus (plus solides) luttant, de cette façon, contre la tendance au décollement des bancs compris dans toute l'épaisseur traversée par les boulons,
- enfin, ils créent des contraintes dans les bancs les empêchant de glisser les uns par rapport aux autres, parallèlement au plan de la stratification, c'est-à-dire, au plan de décollement.

Par son premier effet les boulons travaillent à la traction, par son second au cisaillement.

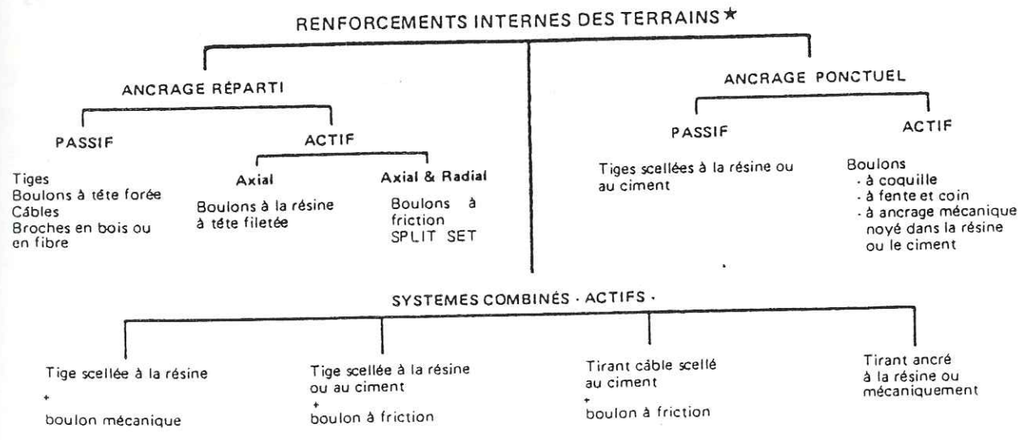
Parmi les nombreux avantages que cette méthode de renforcement présente, sa versatilité face aux sections de galeries à soutenir, sa flexibilité devant les déformations du terrain à contrôler et sa rapidité de pose (ce qui empêche les déformations du terrain au-delà de la limite permissible) en sont les plus importants.

Cette rapidité de pose, du moins pour le soutènement définitif, est fonction de la déformabilité du massif et de celle des boulons comme le laisse entendre la méthode dite des "lignes caractéristiques" ; d'où, l'importance de déterminer le moment exact pour mettre en place le soutènement définitif, c'est-à-dire de déterminer le seuil de déformation permissible au terrain avant que le soutènement y agisse activement.



Courbes caractéristiques d'après DEJEAN et RAFFOUX

La grande flexibilité du boulonnage découle du fait qu'il peut s'adapter à n'importe quelle déformation du terrain : il peut être actif ou passif, ponctuel ou réparti, selon les besoins.



* *Injection sous pression non comprise*

d'après SCOTT

Buts de notre étude

- Déterminer la tendance des déplacements autour des voies à la mine de la Mure et plus particulièrement le comportement des voies sous l'influence de l'exploitation.

- Analyser l'influence du boulonnage continu sur ces déplacements en tenant compte des résultats des essais de traction sur les boulons, réalisés en galeries.

Pour y parvenir, nous avons décomposé notre étude en cinq parties. Dans la première, nous abordons les problèmes du site : géologie, tectonique, méthodes d'exploitation ; la deuxième est consacrée à la détermination en laboratoire, des propriétés mécaniques du massif ; la troisième à l'étude sur le terrain : poursuite des déplacements autour des voies ;

la quatrième au dépouillement et à l'interprétation des mesures des essais de traction sur les boulons et, enfin, la dernière, à la conception d'un modèle mathématique permettant d'étudier divers schémas de boulonnage.

L'objet de ce mémoire est de présenter les démarches et les résultats auxquels nous avons aboutis.

CHAPITRE I

G E N E R A L I T E S

INTRODUCTION

Pour aborder le problème qui nous concerne, le soutènement des voies à la mine de La Mure des Houillères du Dauphiné, il nous a semblé indispensable de commencer notre recherche en étudiant, à grande échelle, le site dans lequel elle se place.

C'est pour cela que ce premier chapitre est tout particulièrement dédié à la Géologie et à la tectonique.

Mais il est aussi consacré à donner une vue d'ensemble de la mine : nous y décrivons les méthodes d'exploitation utilisées et les contraintes à leur bon déroulement, de même que les types de soutènement qui garantissent le maintien de ses voies.

I.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE

Le gisement d'Anthracite de La Mure -de caractère de sédimentation autochtone- actuellement exploité par les Houillères du Bassin du Dauphiné, se trouve au sein du Dôme de La Mure, à l'extrémité sud de l'Arc Houiller Externe des Alpes Occidentales, lequel bien que disloqué par des mouvements tectoniques et des érosions successives, se suit aisément du nord au sud : on l'observe depuis Martigny et Vallorcine jusqu'à La Mure où il atteint sa plus grande largeur. C'est encore à cet arc que correspondent les chapeaux houillers des sommets de la Chaîne de Belledonne et le Houiller des Massifs du Grand Chatelard et des Grandes Rousses. Il se prolonge au sud de La Mure

par le petit gisement de Beaufin ; au sud d'Entraigues, par les gisements des Rouchoux et d'Aspres les Corps, et au sud du Massif des Grandes Rousses par le Synclinal de la Muzelle et de l'Aiguille des Marnes. Ensuite, l'Arc Houiller devient plus difficile à suivre ; on le trouve néanmoins, dans les Synclinaux de Ferisson — Mont-joya, Collet Rous et Las Crottas dans le Massif de l'Argentera Mercantour.

Situé à 30 kilomètres au sud de Grenoble, sensiblement au point de courbure maxima de la Chaîne Alpine, le Dôme Antésenonien de La Mure a une position bien particulière : partie centrale des Alpes du Dauphiné, il se trouve au sud de la Chaîne de Belledonne, au nord du Massif du Dévoluy -duquel il est séparé par la dernière grande boucle du Drac- à la limite des massifs cristallins de l'Oisans, à l'est, et des Massifs Calcaires du Vercors, à l'ouest.

Son cadre géographique est déterminé par les cours d'eau qui l'entourent : la Romanche au nord, le Drac à l'ouest et au sud, la Bonne au sud-est et la Roizonne à l'est. Au centre de ces cours d'eau on a le plateau Matheysin d'environ 3 km de large -d'est en ouest- et 16 km de long -du nord au sud- pour une altitude moyenne de 900 m.

L'appellation de Dôme de La Mure est essentiellement d'origine géologique ; du point de vue géographique, en effet, on a affaire à une région relativement complexe comportant plusieurs éléments allongés du nord au sud.

Les figures 1 et 2 montrent la localisation du Gisement de La Mure, le gîte le plus important de l'Arc Houiller Externe, au sein des Alpes Occidentales.

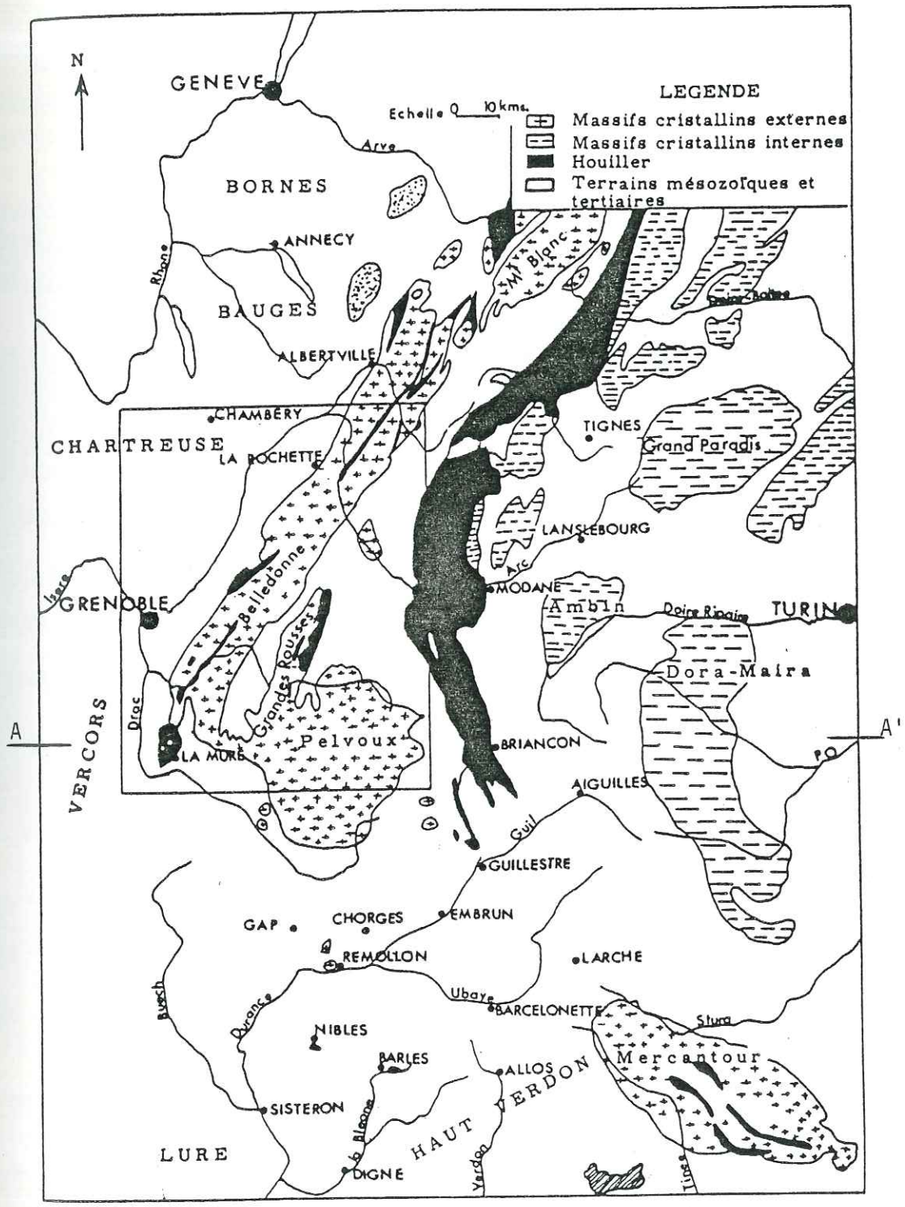


Fig. 1 - LES ALPES OCCIDENTALES.
d'après HAUDOUR

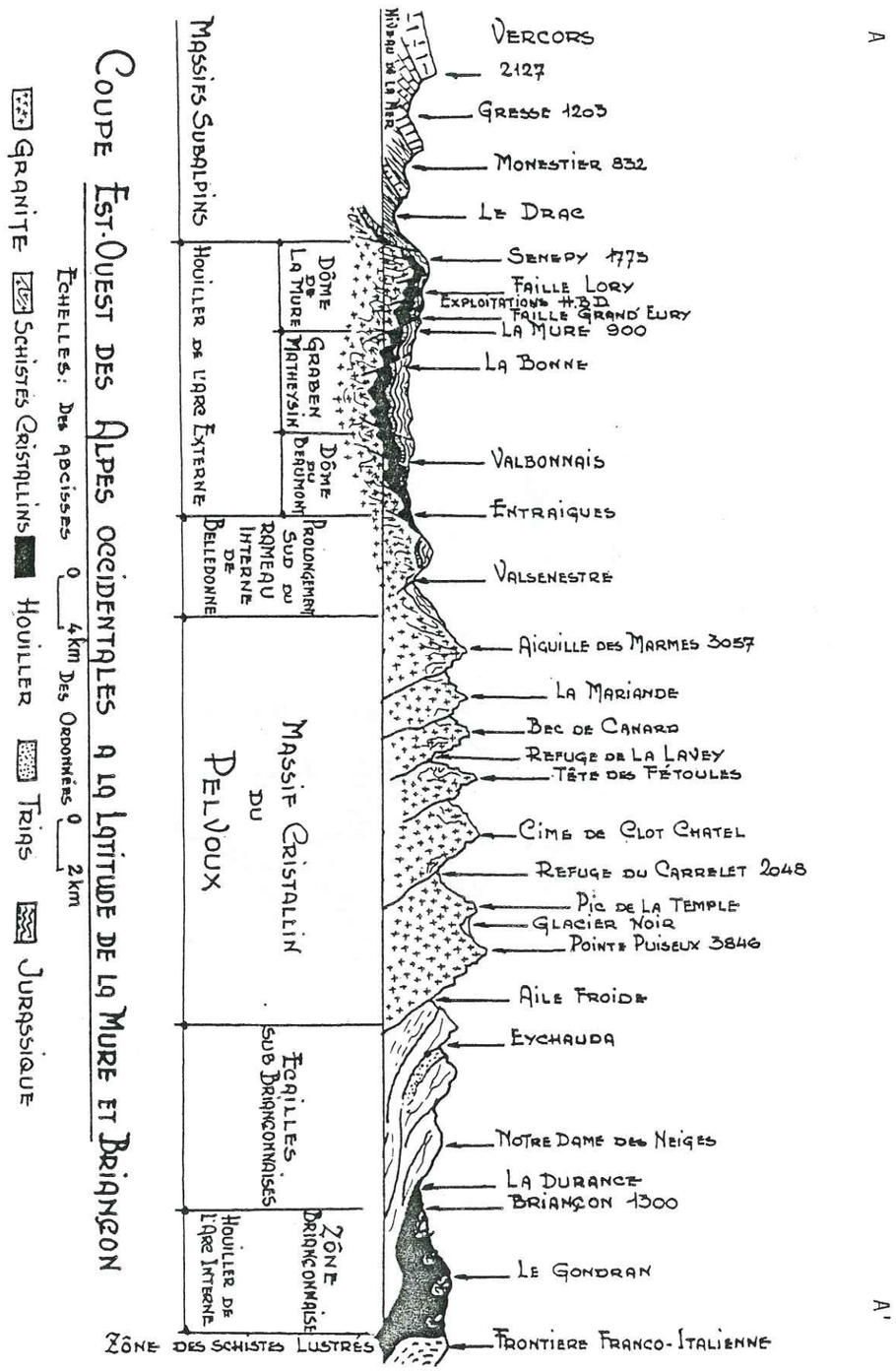


Figure 2. D'après HAUDOUR

I.2. CADRE GEOLOGIQUE

Le Gisement limnique -c'est-à-dire d'origine purement lacustre- d'Anthracite de La Mure, d'âge Stéphanien A (Carbonifère Supérieur) est associé aux Massifs Cristallins-Hercyniens ; ceux-ci, qui forment l'ossature des zones externes des Alpes Françaises, sont en partie constitués de terrains granitiques encaissés dans les terrains cristallophylliens dont certains seraient Précambriens mais dont la plupart paraissent Paléozoïques.

I.2.1. Description lithologique

a. Les terrains Antéhouillers

Le substratum des assises houillères est constitué par des micaschistes(série cristallophyllienne acide), relativement tendres, altérables et très feuilletées, d'âge indéterminé.

b. Le Houiller

Le passage du socle à ces assises se fait par l'intermédiaire d'une brèche peu épaisse nettement discordante sur les micaschistes : la brèche de base de l'Assise de la Faurie. Ensuite viennent des schistes fins bitumineux surmontés par des grès plus micacés à débris végétaux assez rares. Cette série, dont l'épaisseur peut atteindre 70 m, suivie d'une brèche, témoigne de l'existance du Westphalien D dans le bassin.

A la suite de mouvements orogéniques, la sédimentation houillère s'est trouvée interrompue ; puis elle a repris dans une forme détritique qui se présente sous deux faciès différents : conglomératique et bréchique.

Sur ce complexe de conglomérats et de brèches se développe une puissante série de schistes et de grès contenant les couches d'anthracite qui constituent la série productive.

L'avancement des travaux miniers, dans cette série, a permis de mettre en évidence des variations importantes dans l'épaisseur des sédiments qui la constituent ; en particulier on constate un grossissement des stériles comme des couches de charbon, de l'ouest vers l'est. Cet épaississement s'accompagne de variations latérales de composition par suite de phénomènes de subsidence très nets au cours de la période de sédimentation : les schistes et les grès réguliers situés entre le Banc du mur et la Grande Couche passent à des schistes rubannés plissotés.

Les principales variations observées tendent à montrer la présence d'un bord du bassin de sédimentation original assez près de la bordure ouest du Dôme de La Mure, tandis que vers l'est on se rapproche d'une zone s'enfonçant lentement par mouvements de subsidence.

D'autre part, toutes les couches ne sont pas représentées partout. Il semble que l'Inférieure manque dans la région est du Dôme tandis que dans la région ouest ce sont les couches les plus récentes qui sont absentes, soit par lacune stratigraphique dûe aux mouvements tectoniques, soit par suite de l'érosion glaciaire qui a fortement entamé cette région.

Les coupes stratigraphiques relevées dans des différents quartiers du gisement sont montrées sur la figure 3.

Dans la série productive proprement dite, on a la stratigraphie suivante .

- Conglomérat de Base

Situé au-dessus de l'Assise de la Faurie, d'une épaisseur moyenne de 20 m, il forme la base d'une nouvelle assise connue comme l'Horizon Productif. Ce conglomérat repose, soit sur les couches de l'Assise de la Faurie : il est alors surtout une brèche à éléments anguleux (Faciès bréchique), soit sur les micaschistes du substratum : il est alors une brèche à petits éléments bien roulés, de 20 à 40 cm d'épaisseur (Faciès conglomératique).

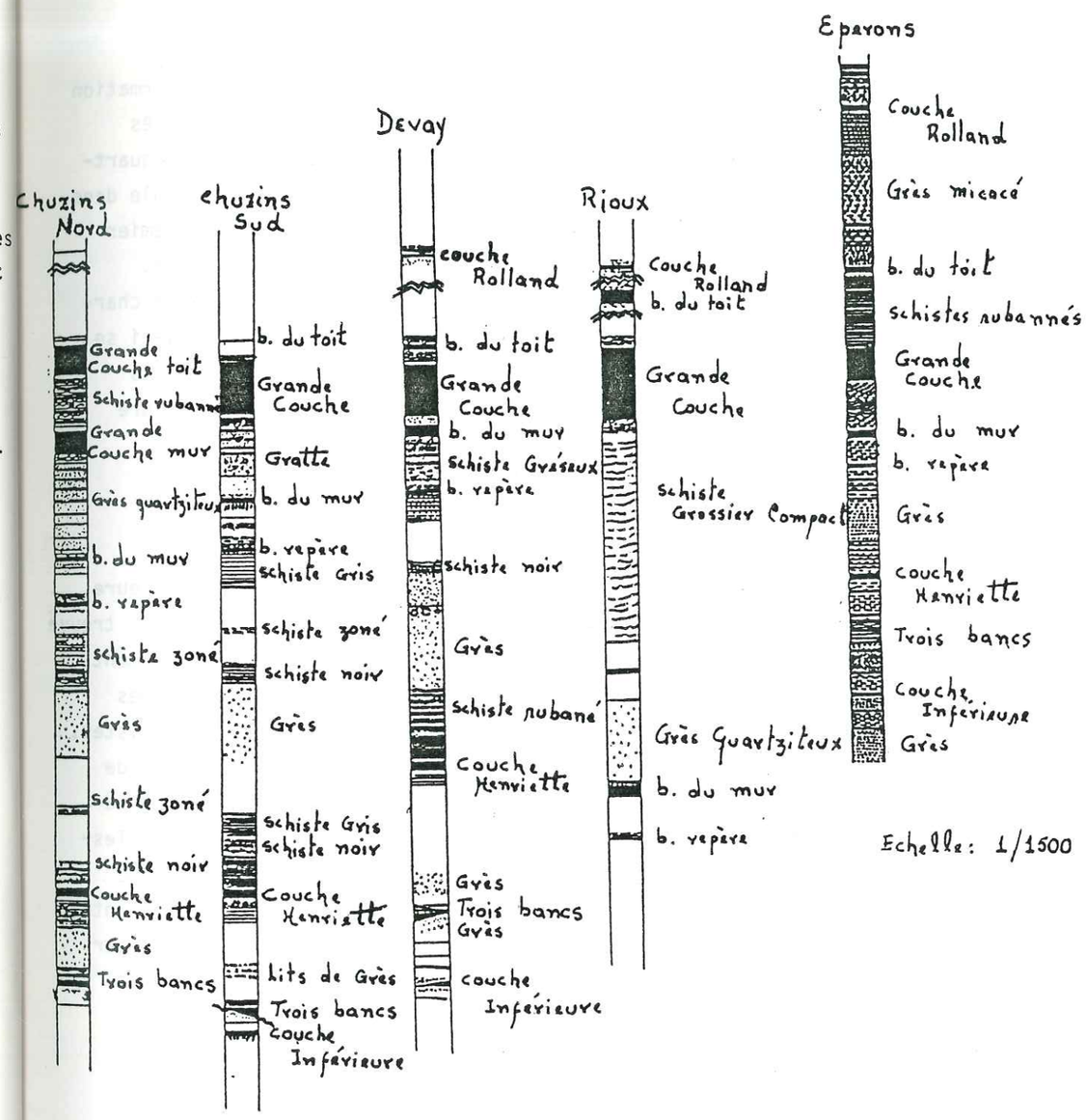


Figure 3 : Séries stratigraphiques relevées à la mine, d'après le Service Géomètres du Fond, mine de la Mure.

- Formation stérile du Mur

Au-dessus du Conglomérat de Base, on observe une épaisse Formation Stérile dont l'épaisseur atteint environ 200 m. Elle est formée de grès schisteux zonés, comportant quelques passées de schistes fins et de quartzites. Les grès deviennent peu à peu de plus en plus fins : par exemple dans le quartier des Eperons, on trouve un filet de schistes noirs dit Premier Filet au Mur de l'Inférieure qui annonce une sédimentation plus calme.
Lui font suite 12 m de schistes micacés qui se terminent par un filet charbonneux : il s'agit du Deuxième Filet au Mur de l'Inférieure ; celui-ci se caractèrise par la présence d'écailles de dents de poisson et de petits nodules de carbonates de fer, dans un banc de schistes rubannés à rayure gris bleuté.

- Couche Inférieure

Du grès dur d'une puissance de 18 m précède la Couche Inférieure dont le mur montre des radicelles perforantes. Au toit de la couche, on trouve des filets de 3 cm de charbon séparés par des schistes. Le toit proprement dit est formé par des schistes gris noirs micacés auxquels succèdent des schistes zonés alternativement clairs et sombres. Après 6 m de ces schistes, on trouve un filet charbonneux de 10 cm d'épaisseur : le Filet au Toit de l'Inférieure ; il s'agit là d'un niveau repère très constant dans le nord du gisement. Au-delà, on retrouve 8 m de schistes gréseux micacés dans lesquels sont intercalés des quartzites à minéraux lourds ; puis un banc de 35 à 50 cm de charbon : le Banc au Mur de Trois Bancs, qui comporte un intercalaire. Son toit, riche en flore, est un schiste noir qui se poursuit sur 2 m par des grès qui constituent le Mur de la Couche des Trois Bancs.

- Couche des Trois Bancs

Cette couche est divisée comme son nom l'indique par des intercalaires qui peuvent être plus ou moins épais. On a généralement trois bancs principaux de charbon séparés par deux intercalaires principaux de stériles,

qui peuvent parfois disparaître. Au sein de chaque banc, on peut trouver des intercalaires argileux qui sont des tonstein.

Au-dessus de la Couche des Trois Bancs, on trouve 6 m de schistes fins auxquels fait suite le Banc au Toit de Trois Bancs d'une épaisseur de 20 cm. Ce banc est lui-même séparé de la Couche Henriette par 3 m de schistes noirs gréseux.

- Couche Henriette

La couche Henriette a 1,5 m d'épaisseur. Elle est constituée de charbon massif. Son mur est formé de schistes micacés durs, tandis que son toit est formé de schistes noirs bitumineux à écailles de poisson. Au-dessus de ces schistes micacés et de grès grossiers qui se terminent par un filet charbonneux : le Filet au Mur du Banc Repère. Il est séparé du Banc Repère par 1,5 m de schistes micacés .

- Le Banc Repère

Le Banc Repère, de 20 cm d'épaisseur, est très intéressant du point du vue stratigraphique car ses épontes sont caractéristiques. Son mur est formé de schistes gréseux à radicelles perforantes tandis que son toit montre des schistes noirs très fins alternant avec un lit à pyrite et sidérose très net. Cet horizon était passé inaperçu dans les anciens travaux mais il est vraisemblable, vu sa continuité au Villaret, qu'il existe partout. Il est utilisé comme repère dans le sud du gisement : Chuzins, Devay, Rioux.

8 m de schistes gréseux séparent le Banc Repère du Banc du Mur de la Grande Couche.

- Banc du Mur

Le Banc du Mur de la Grande Couche, dont l'épaisseur est généralement de 1,5 m, n'est pas constant dans tout le gisement. Dans la partie ouest du Villaret, le Banc du Mur est simple et sa puissance est de 1 m,

mais vers l'est il se dédouble en deux niveaux : le Banc du Mur A, qui a 80 cm au Bois Freynet, et le Banc du Mur B dont l'épaisseur est de 5,6 m. Ces deux bancs sont alors séparés par un intercalaire schisteux assez épais. Il semble d'ailleurs que dans le quartier du Villaret, le Banc du Mur B disparaisse à nouveau. A la partie supérieure du Banc du Mur, on a un tonstein.

Le Banc du Mur est normalement séparé de la Grande Couche par 16 m de schistes micacés gris, dans le quartier des Eperons, mais plus généralement par des grès quartziteux (Chuzins sud). Dans ce banc, on observe des nodules carbonatés plissés dans leur masse.

- Grande Couche

La Grande Couche dont la puissance est très variable - 4 à 12 m et plus- comporte fréquemment des intercalaires de stériles. Ces intercalaires peuvent être des tonstein mais le plus souvent il s'agit de schistes bitumineux ou de lits de pyrite.

Dans le quartier des Chuzins, et plus précisement au nord de ce quartier, la Grande Couche se divise en deux en donnant lieu à la zone appelée Digitée (voir coupe Chuzins nord).

- Le Banc du Toit

Au toit de la Grande Couche, on observe la présence de 20 m de schistes rubannés zonés auxquels succède la Banc du Toit de la Grande Couche ; d'une puissance d'environ 60 cm, il atteint 1 m aux Eperons et 2,7 m au Bois Freynet. Les épontes de ce banc sont très franchement grèseuses .Le régime gréseux persiste sur 15 m. Il est alors coupé par un filet charbonneux : le Filet au Mur de Rolland, dont le toit est formé de grès micacé qui devient de plus en plus schiste noir gréseux.

- Couche Rolland

Après 40 m de ces grès mêlés de schistes noirs, on trouve la Couche Rolland d'environ 1,5 m d'épaisseur dont le toit, formé de schistes bitumineux noirs auxquels font suite des schistes de plus en plus gréseux, contient une faune limnique assez abondante.

- Formation Stérile du Toit

Au toit de la couche Rolland commence la Formation Stérile du Toit qui peut atteindre 300 m lorsque l'érosion ne l'a pas attaquée. Cette série comporte une succession de schistes plissotés et de schistes zonés formés de lits clairs de grès fins et de lits sombres de schistes fins noirs .

D'une manière générale, la Formation Stérile du Toit, qui est recouverte en discordance par la brèche de base du Trias et exceptionnellement par les assises du Saxonien, est beaucoup plus schisteuse et plus fine que la Formation Stérile du Mur. Si celle-ci représente une série de comblement après des mouvements orogéniques assez importants, l'Horizon Productif correspond à une série subsidence, et la Formation Stérile du Toit à une série de comblements extrêmement calmes sans mouvement susceptible de provoquer la Formation d'une couche de charbon.

Il n'est pas inutile d'insister sur les précautions à prendre vis-à-vis des épaisseurs qu'on vient de citer. Celles-ci correspondent à une coupe moyenne, celle relevée au Pendage-Eperons .

c. La couverture Mésozoïque

La couverture secondaire du Dôme de La Mure est essentiellement formée de terrains du Trias, du Lias et de l'Aalénien ; elle repose en discordance sur le houiller ou même, parfois, sur le socle cristallophyllien.

- Le Trias

Les assises les plus anciennes de l'ère mésozoïque appartiennent au trias dont les niveaux inférieurs sont représentés par la gratte de base : brèche à éléments de quartz et galets cristallins dans une pâte siliceuse pouvant passer localement à des grès quartziteux assez fins présentant quelques intercalations calcaires. Cette série passe très vite à des dolomies riches en silice : ce sont les dolomies capucin. Celles-ci sont surmontées souvent par les termes d'une sédimentation lagunaire : gypses et anhydrites interstratifiés avec des dolomies à myophories et des argilites vertes ou rouges ; cette sédimentation lagunaire se termine par un complexe de schistes noirs micacés pouvant alterner avec des dolomies sableuses.

La série stratigraphique du trias se poursuit par des dolomies et calcaires dolomitiques appartenant vraisemblablement au Keuper.

- Le Lias

Dans le périmètre des Houillères du Bassin du Dauphiné, le lias est incomplet ; sa transgression proprement dite se manifeste par le dépôt de 1 à 2 m de grès argileux et pyriteux reposant sur un banc de brèches à argilites de 20 cm très riche en zones siliceuses. Au-dessus de cette microbrèche de transgression, on trouve une puissante série de calcaires dont l'épaisseur varie de 60 à 80 m ; ces calcaires sont surtout formés de cristaux de calcite provenant d'articles de crinoïdes et de piquants d'oursins enrobés dans un ciment calcaire relativement peu abondant. On les désigne généralement sous le nom de "Calcaire de Laffrey" : calcaire néritique, grenu, de couleur gris bleuté, dur, à cassure miroitante pouvant devenir spathique ou bréchoïde et se présentant en bancs d'environ un mètre de puissance séparés par des joints siliceux.

- L'Aalénien

Il recouvre d'un manteau continu de marno-calcaires les formations du calcaire de Laffrey sauf le horst central et les parties hautes où il a été complètement érodé. Sa stratification est oblitérée par une schistosité importante. Cette puissante série, dont l'épaisseur varie de 30 à 100 m, se traduit par des combes et des ravinements dans la topographie.

Ces marnes riches en posidonomyes passent à leur sommet aux calcaires marneux du Bajocien riches en pyrite et en matière organique, qui représentent ici le Dogger inférieur.

Un contact anormal entre l'Houiller et le Bajocien, correspondant à une grande faille subverticale, limite à l'est le gisement.

d. Les formations récentes

Elles sont représentées par les dépôts glaciaires et les alluvions du Drac, très développés dans la partie sud et sud-est ; par des tufs abondants au sud et par des coulées d'éboulis du calcaire de Laffrey cimenté par de la silice au Champ Sélérou.

La figure 4 représente la série stratigraphique correspondant à la zone Dauphinoise.

I.2.2. Analyse structurale

a. Failles

Le Dôme de La Mure est une région qui a subi une tectonique assez forte représentée par d'innombrables failles et plis.

Les failles sont le résultat de deux cycles principaux de mouvements qui ont successivement affecté la région : les mouvements Anciens et les

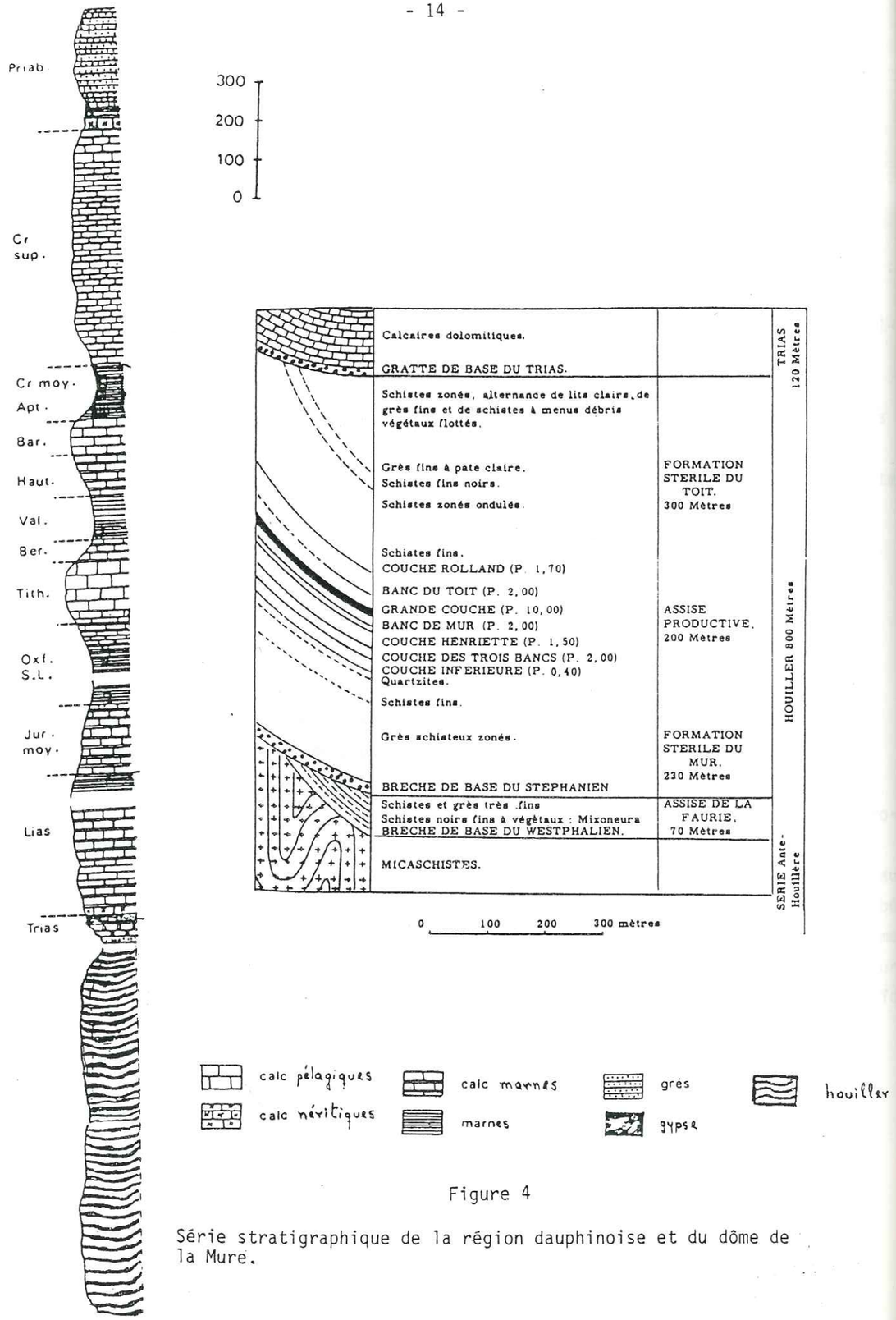


Figure 4

Série stratigraphique de la région dauphinoise et du dôme de la Mure.

mouvements Alpins, plus récents, lesquels oblitèrent la majeure partie des traces laissées par les premiers, tout en accentuant les anciens plis et les rejets des cassures majeures.

Ces failles délimitent le cadre du gisement houiller de La Mure, et, en moindre échelle, les panneaux d'exploitation de la mine imposant un découpage plus ou moins précis. Les compartiments délimités par ces structures ont déterminé l'implatation des différents quartiers d'exploitation : Villaret, Chuzins, Rioux, Devay et Eperons (Fig. 5).

Les principaux systèmes de failles identifiés sont :

- Les Failles N-S (Voir Figure 6)
  dont les plus importantes sont celles
  du Lory Ouest
  du Lory Est
  de la Combe Néveuse
  des Merlins
  de Prunières
  du Grand Eury

Ces failles découpent le terrain houiller du Dauphiné en tranches parallèles. Il s'agit de failles normales -le plus souvent conformes- à pendage est, pouvant avoir un grand rejet (de l'ordre de 500 m). Cet amortissement est en liaison étroite avec l'ennoyage du socle crystallophyllien dû au jeu de failles à rejet compensateur E-W et à l'élargissement de l'espace compris entre les deux rameaux de Belledonne.

Ces failles ne contenant que de faibles remplissages (0-20 cm) de quartz, de calcite, et de sidérite, déterminent des horts et des grabens de même direction, parfois chevauchés par le socle cristallin.

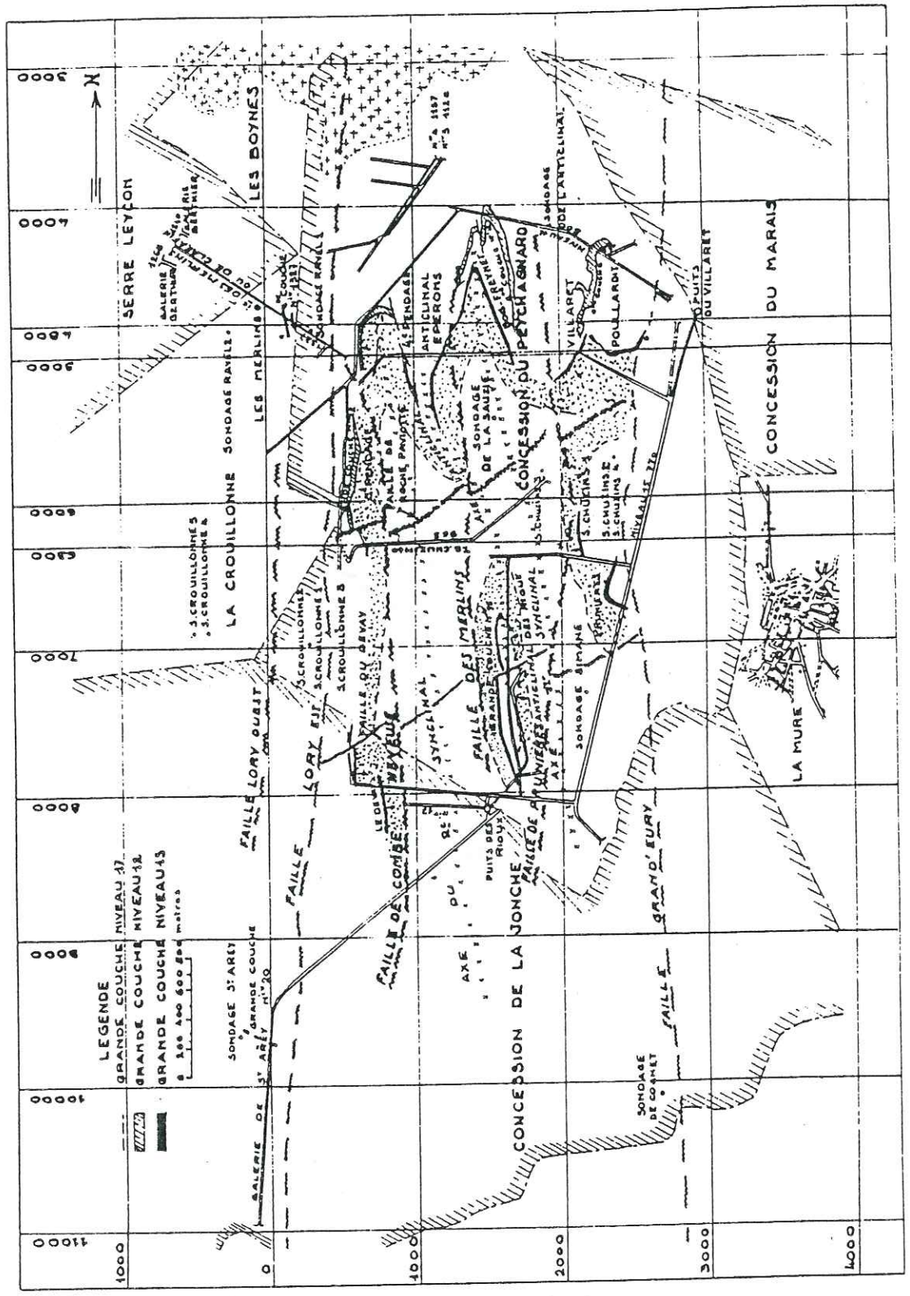


Figure 5 : Plan de la concession de la mine d'après SARROT-REYNAULD.

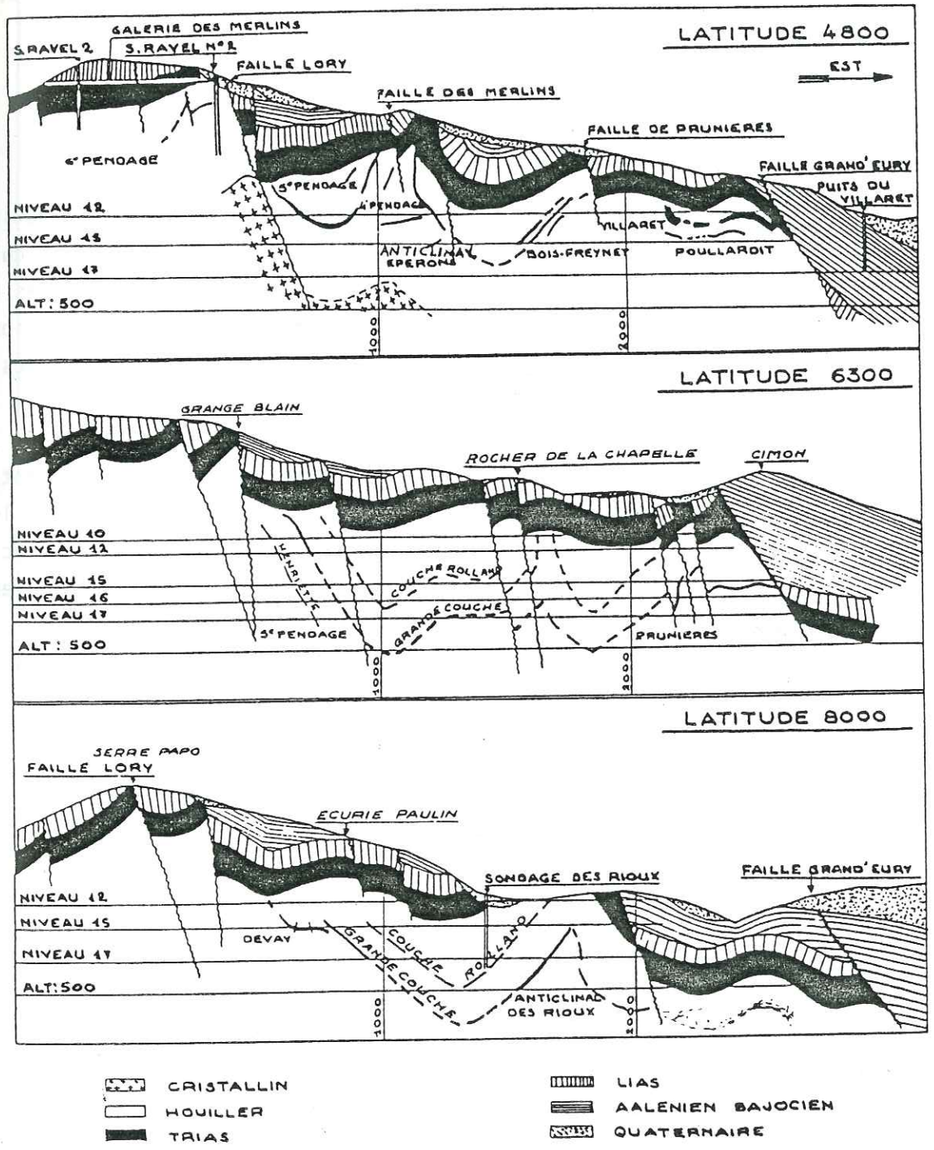


Figure 6 : Coupes E-W du gisement d'après SARROT-REYNAULD.

D'âge triasique, les failles N-S ont évolué jusqu'au lias ; elles ont rejoué pendant le cycle alpin en constituant des failles de détente ou de tension appelées aussi failles de tassements (abaissement de la lèvre supérieure de la faille).

- Les failles E-W ou Pyrénéo-Provençales
(voir Figure 7)

Dans ce réseau il semble se dégager deux temps de fracturation, le deuxième correspondant à de petits réajustements ; c'est en particulier à la faveur de ces failles que se sont produits à la fin du trias les épanchements de laves spilitiques et qu'a pu se développer la sédimentation syntectonique qui caractérise de Dôme de La Mure. Le rejet de ces failles important à l'est, décroît vers l'ouest.

Avec un pendage de 70° Nord, elles remontent le compartiment sud par rapport au compartiment nord. Ces failles, d'âge antétriasique, pour le premier mouvement de fracturation, et triasique pour le deuxième, ont donc pu affecter également le socle ; ce sont des failles inverses, des failles de compression.

Parmi elles on peut citer :
F. de la Festinière
F. du Devay
F. de Roche Paviotte
F. de la Cheminée 1 des Rioux
F. de la Combe des Chuzins .

- Autres failles

A côté de ces deux principaux systèmes de failles, il en existe d'autres de moindre importance ; ce sont :

. Les Failles N 20° - 25° E

Cette direction correspond au grand axe de la Chaîne de Belledonne. Elles ont aussi pu affecter la couverture et le socle de même que les failles E-W. Leur pendage est S-W.

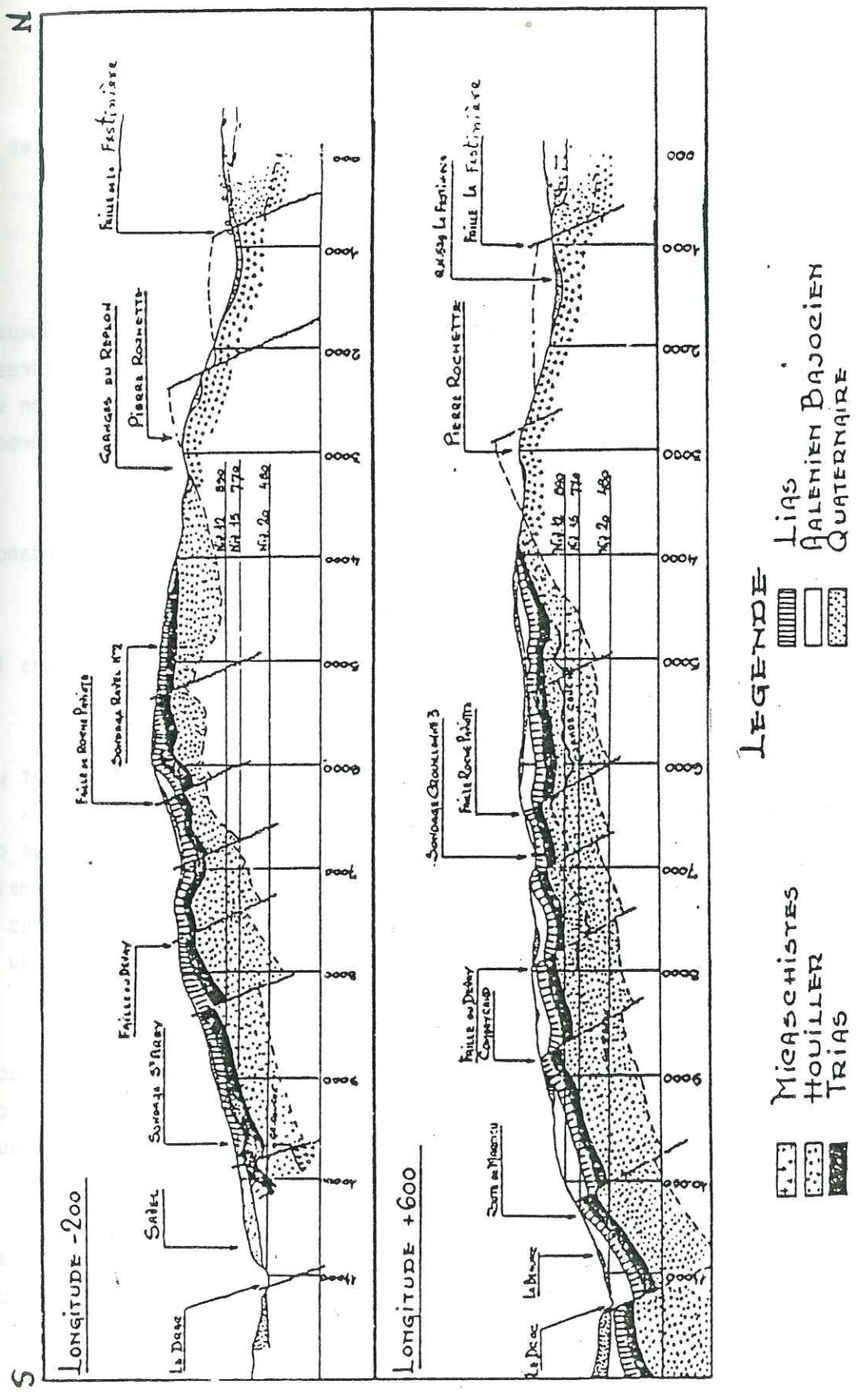


Figure 7 : Coupes N-S du gisement d'après SARROT-REYNAULD.

. Les Failles Orthogonales

Correspondant à une époque antéhouillère, ce sont les failles les plus anciennes ; on y trouve des directions N 50° E et N 150° E.

b. Plis

Le Dôme de La Mure présente aussi une série de plis synclinaux et anticlinaux. Les premiers se caractérisent parce qu'ils sont très redressés, légèrement ondulés suivant leur axe, et recoupés par les failles qu'on vient de mentionner ; les deuxièmes, parce qu'ils ont été particulièrement érodés avant le dépôt des terrains triasiques et liasiques .

Il existe aussi des plis de direction E-W mais d'une importance secondaire.

On remarque un emboîtement très étroit des plis récents dans les plis anciens.

Les axes des synclinaux coïncident, mais il existe cependant une grande différence de pendage entre les diverses assises. Les synclinaux houillers, très serrés, voient leurs flancs très redressés buter presque perpendiculairement contre les assises de base du trias. Il est donc normal que les failles affectant les deux séries provoquent un rejet apparent plus important dans les assises secondaires, moins pentées, que dans celles du houiller presque verticales.

On peut conclure, donc, que le Dôme de La Mure est un horst accidenté de gradins multiples en ce qui concerne le socle, et qui coïncide, en ce qui concerne la couverture mésozoïque, avec des anticlinaux et des synclinaux étirés sur des failles du socle à très fort pendage.

La coupe au nord de la concession exploitée aujourd'hui à la latitude 4.800 (Figure 6) permet de découvrir de l'est à l'ouest la succession suivante

. Anticlinal du Poullardit ou Villaret 2, très ouvert, plongeant d'environ 30° au sud et limité à l'ouest par une étreinte .
. Synclinal du Villaret 1, plongeant lui aussi vers le sud .
. Anticlinal du Villaret 1 -Bois Freynet, rompu par une faille et érodé à son sommet.
. Synclinal Bois Freynet - Eperons, assez ouvert, plongeant au sud .
. Anticlinal Eperons - Quatrième Pendage, très aigu, fortement laminé et érodé à son sommet.
. Synclinal Quatrième Pendage - Cinquième Pendage, assez ouvert, et plongeant au sud.

Plus à l'est un Anticlinal, le Sixième Pendage, a été reconnu dans la galerie des Merlins.

A la latitude 8000 -voir encore Figure 6- on observe l'Anticlinal de Prunières suivi du synclinal de Simane, l'Anticlinal des Rioux, le Synclinal des Rioux-Devay et l'Anticlinal du Devay.

Des études plus détaillées ont montré que le synclinal des Rioux - Devay n'est plus que le prolongement de celui du Quatrième Pendage - Cinquième Pendage mais plus vaste ; de même pour Les Chuzins, qui ne sont plus que le prolongement du flanc Cinquième Pendage.

c. Glissements

Le Dôme de La Mure, et plus particulièrement la partie sud, dont l'histoire tectonique s'est poursuivie au cours des âges, ne semble pas avoir acquis une stabilité totale comme peut l'attester une jeunesse de relief en particulier sensible dans la couverture calcaro-marneuse de l'Aalénien. Les glissement par gravité de la couverture sédimentaire dans un passé récent et certains réajustements locaux en bordure des failles en sont également des témoignages.

I.2.3. Minéralisations

L'existence d'un socle ancien générateur de métamorphisme et de circulations thermales, et de failles, prédispose donc le Dôme de La Mure à la formation de gites métalliques ; en effet, on y trouve, à côté du charbon, de nombreuses espèces minérales lesquelles se répartissent en deux groupes : l'un correspondant à des minéraux provenant de circulations secondaires dans les terrains sédimentaires -Houiller, Trias et Lias- : calcite, dolomite, quartz, gypse, pyrite et sidérose ; l'autre correspondant à des filons mésothermaux qui ont recoupé à la fois le socle cristallophyllien et sa couverture sédimentaire ; ces espèces cristallines, toujours associées aux grandes failles N-S qui donnent souvent des cassures ouvertes, correspondent à l'association Blende-Pyrite-Galène et aux minéraux qui l'accompagnent normalement : Cinabre, Bournonite, Panabase, Boulangerite, etc. englobés dans une gangue de Barytine, Calcite et Quartz.

Les formations antéhouillères ont été profondément transformées et recristallisées tandis que les formations postérieures sont beaucoup moins affectées par le métamorphisme.

Ces minéralisations sont donc liées à la tectonique et proviennent de remontées thermominérales du socle .Ces remontées ont vraisemblablement été accompagnées de remontées gazeuses (particulièrement CO_2) qui ont été piégées par les couches.

I.3. VUE D'ENSEMBLE DE LA MINE

La mine exploite maintenant une surface de 21 km^2 (3 km E-W, 7 km N-S) limitée au sud par le Drac, au nord par le Col de la Festinière, à l'ouest par la Faille Lory et à l'est par la Faille Grand Eury.

Les quartiers actuellement exploités sont ceux des Chuzins, des Rioux, du Devay et des Eperons ; celui du Villaret est pratiquement épuisé.

La figure 8 montre les travaux d'infrastructure dans ces quartiers.

L'ossature principale de la mine est constituée par plus de 66.000 m de galeries creusées dans le rocher et le charbon et dont la plupart sont soutenues par des cintres .

Elle comprend aussi deux puits, ceux des Rioux et du Villaret (cotes 900 m, Niveau 12) creusés en 1943 et 1948 respectivement et qui servent au transport du personnel, du matériel et à l'évacuation des stériles ; le charbon est transporté jusqu'au jour par des convoyeurs à bandes, grâce à deux plans inclinés, les Plans Richard.

A ce jour, l'exploitation se limite aux niveaux 17, 20 et 21 ; on prépare le 22 ; les niveaux 12 et 15 sont déjà épuisés.

A titre d'exemple, on cite quelques données techniques des années 1977, 1979 et 1981.

	1977	1979	1981
Galeries creusées au rocher	4.655 m	3.104 m	2.950 m
Galeries creusées au charbon	1.939 m		1.390 m
Sondages exécutés	2.151 m	3.196 m	4.950 m
Consommation de bois	1.705 m^3		
Consommation d'explosifs	111.573 Kg	100.254 Kg	
Exhaure	3.630.000 m^3	2.442.552 m^3	3.410.000 m^3
Production brute totale	646.000 t		
Production nette totale	361.672 t	303.800 t	364.000 t
Rendement fond net	3.209 Kg/h	3.140 Kg/h	3.443 Kg
Rendement fond + jour			2.115 Kg/h

Du point de vue de l'exploitation, les objectifs de la mine sont d'extraire, dès 1983, 400.000 t/an.

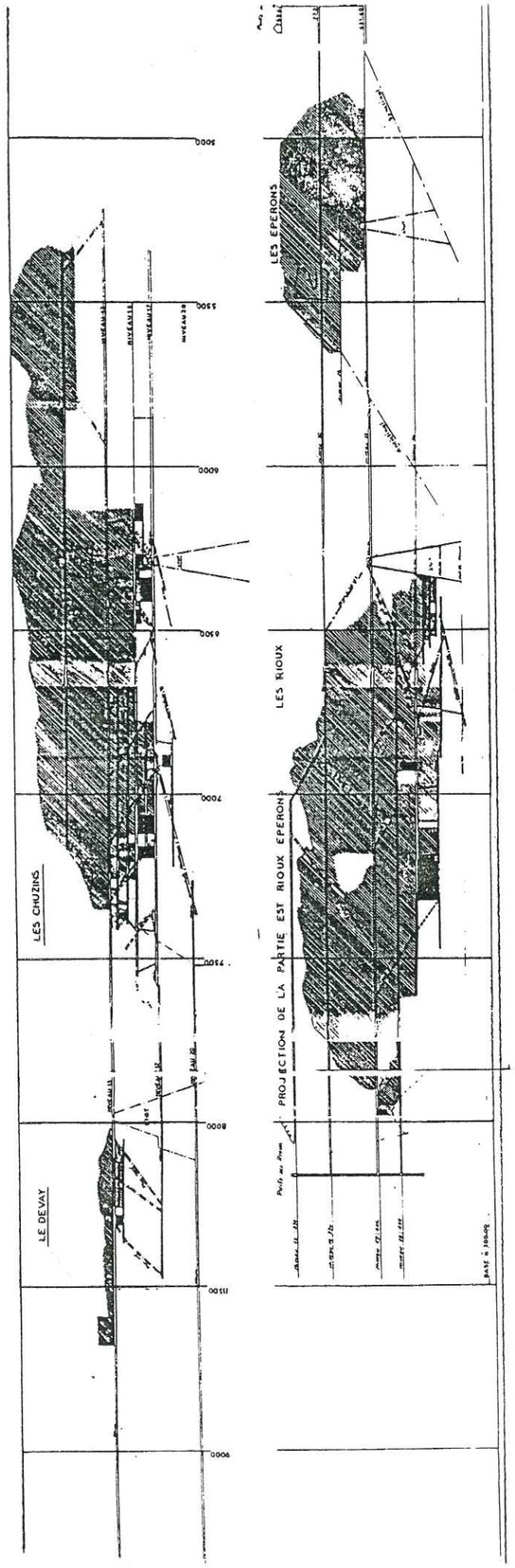


Figure 8 : Projection du gisement, d'après le Service Géomètres du Fond. mine de la Mure.

I.3.1. Contraintes à l'exploitation

L'exploitation de cette mine se heurte à 5 contraintes très importantes qui entravent fortement son développement normal et augmentent considérablement les coûts des opérations. Ce sont :

a. L'irrégularité des couches

Cette irrégularité est dûe à des phénomènes sédimentaires -digitation ou ablation- ou à des phénomènes tectoniques -laminage, mise en chapelet, dispersion, accroissement de la friabilité, présence de failles, sinuosités des épontes .De ce fait, sur les 5 couches du gisement, seule La Grande Couche est industriellement exploitable, ceci grâce à son épaisseur.

b. Les dégagements instantanés,D.I.,de CO_2

Leur répartition est très inégale dans le gisement. Des mesures géochimiques de surface montrent que les D.I. se situent dans les zones fortement minéralisées, là où les impacts de failles sont les plus nombreux et les couches n'ont qu'un faible pendage.

Actuellement deux secteurs sont particulièrement susceptibles : le Devay et les Chuzins sud.

c. Les feux

L'exploitation a été au cours du temps, gravement perturbée par les feux. Le premier de ceux-ci a eu lieu en 1838 au gîte du "Rocher Blanc". Déjà à cette époque, son origine est attribuée à des phénomènes d'autoinflammation résultant de l'oxydation des sulfures de fer.

L'origine de ces sulfures doit être recherchée dans la décomposition des matières organiques : on en rencontre les plus fortes concentrations sur une plage verticale de 50 m, sous le trias.

Cette concentration près du trias est très néfaste du fait du comportement mécanique de ces assises : de par leur nature, ces roches sont sujettes à des dissolutions ; des réseaux de vides se créent et des circulations d'air s'établissent favorisant l'autoinflammation.

Les échauffements ont été maîtrisés grâce à la technique "d'équilibrage des circuits d'aérage" et à une meilleure surveillance par réseaux de télévigiles. Le dernier feu déclenché aux Rioux, début 1982, a été maîtrisé par l'injection d'azote.

d. L'eau

Celle-ci provient du soutirage des nappes souterraines du réseau karstique du trias et de l'infiltration pluviale ou nivale.

L'exhaure est très irrégulière au cours de l'année (grandes venues d'eau en fin d'hiver) ; son volume est très important.

Le percement de la galerie de La Baume, débouchant sur le barrage de Monteynard, réalisé fin 1978, a permis de mieux maîtriser les problèmes d'exhaure.

e. Les pressions des terrains

Celles-ci sont élevées, du fait de la profondeur (15 MPa) et du fait de la tectonique (au moins 30 MPa) qui a beaucoup affecté la région.

I.4. METHODES D'EXPLOITATION

Les méthodes d'exploitation utilisées dans cette mine sont plus proches de celles utilisées dans les mines métalliques en raison des caractéristiques du charbon et de la morphologie de la couche qui ne permettent pas le développement des méthodes propres à cette sorte de gisements.

Tous les travaux y sont faits à l'explosif.

La méthode d'exploitation, la plus ancienne, est celle dite par galeries de tir avec soutirage. Elle a, aujourd'hui, deux variantes selon que la galerie de tir est réalisée dans la couche elle-même ou dans son mur.

I.4.1. Soutirage par traçages en couches

Ici tous les travaux sont effectués dans la couche. La méthode consiste à la diviser en panneaux (sous-niveaux) d'une hauteur d'environ 14-28 m selon que le chantier est classé susceptible ou non de D.I. A partir d'une galerie horizontale on fore de longs trous par l'intermédiaire des jumbos spéciaux, on met la poudre, on bourre et on mine. Quand la couche est très épaisse, on complète le découpage par de petites galeries perpendiculaires à la précédente, horizontales ou inclinées selon le cas et atteignant les épontes.

L'exploitation s'effectue en descendant (théoriquement on exploite toute la couche) : en partant d'une première galerie, au niveau de tête, on exploite une première tranche, on descend d'un sous-niveau et on creuse une nouvelle galerie sous une deuxième tranche de charbon propre ; après minage de cette deuxième tranche, on procède au creusement d'une troisième galerie et ainsi de suite jusqu'au niveau de base (il y a 5 sous-niveaux au total).

Dans cette méthode, toute l'évacuation des produits se fait par gravité, aidée, souvent par des tirs secondaires débloquant les bouchons.

Le nombre et la complexité des traçages dépendent de l'épaisseur, de l'irrégularité et de la pente de la couche.

La figure 9 illustre cette méthode particulièrement adaptée aux gisements puissants et bien pentés (pendage supérieur aux 50°).

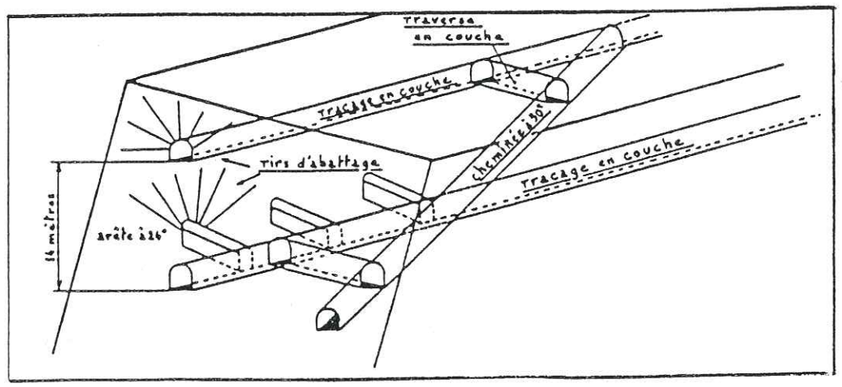


Figure 9 : Méthode d'exploitation par traçage en couche, d'après le Service Essais, mine de la Mure.

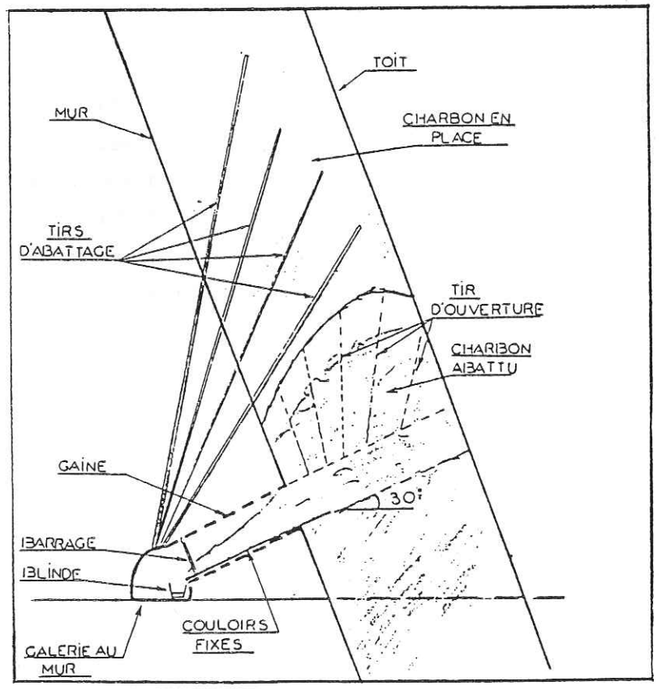


Figure 10 : Méthode d'exploitation classique, d'après le Service Essais, mine de la Mure.

I.4.2. Soutirages par galeries au mur et gaines

Dans cette autre méthode, toute l'infrastructure d'exploitation consiste à creuser une galerie horizontale, en direction, au mur de la couche ; à partir de cette galerie, on rejoint le pied de la couche grâce à des gaines d'environ 7 m de long, 4 m^2 de section, inclinées de 30° afin que le charbon puisse descendre par gravité ; ou de 6 m^2 de section, horizontales dans lesquelles le charbon est recueilli par tracto-chargeurs. La distance entre deux gaines varie entre 6 et 10 m.

Le soutirage de la couche est effectué depuis ces traçages après avoir déconsolidé au maximum la masse de charbon, par tirs à l'explosif gomme; ces tirs sont forés, soit directement à partir des gaines, soit à partir de la galerie au mur (longues forations montantes) -Figure 10-

Souvent il faut miner de gros blocs qui obstruent les gaines .Le soutirage est aidé, d'autre part, par des jets d'eau sous pression.

La hauteur de tranche de la planche à soutirer dépend essentiellement du degré de susceptibilité du panneau ; elle est de l'ordre de 70 m.

Pour cette méthode, on a constaté le développement de fortes pressions donc de déplacements, dans la galerie, après le passage de l'exploitation de la couche.

La Figure 11 montre la méthode

I.4.3. Soutirages par cheminées de tir

Des essais de développement d'une troisième nouvelle méthode, en particulier adaptée à l'exploitation des quartiers très susceptibles de D.I. sont en cours depuis 1980.

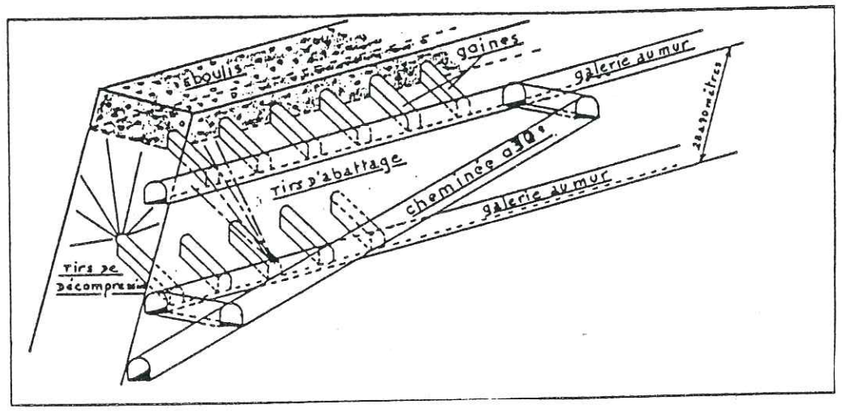


Figure 11 : Méthode d'exploitation par galerie au mur et gaines, d'après le Service Essais, mine de la Mure.

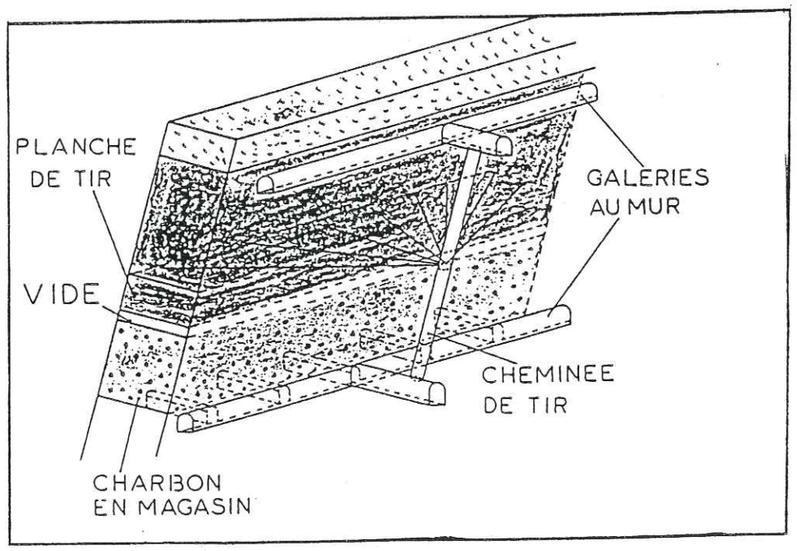


Figure 12 : Méthode d'exploitation par chambre magasin, d'après le Service Essais, mine de la Mure.

L'objectif visé est de réduire le nombre des mineurs en contact direct avec le charbon à exploiter dans ces quartiers et en particulier au moment du tir, après lequel se produisent souvent ces dégagements.

La méthode consiste à creuser un long trou, au mur de la couche, d'environ 75 m de long, 2,4 m de diamètre, de même pente que celle-ci et situé à environ 10 m de la couche.

L'exploitation se fait à partir de cette cheminée grâce à des éventails montants espacés de 1,5 à 3,0 m constitués de 22 trous (un trou tous les 6° et jusqu'à 70° de chaque côté de l'axe) dont la longueur est fonction de l'épaisseur de la couche (on fore jusqu'à proximité du toit) et de la position du trou dans l'éventail. On est toujours près de 400 m de foration par éventail et on utilise, aussi par éventail, entre 150 et 200 Kg d'explosif.

Tout comme dans la seconde méthode, on réalise en outre, une galerie en direction de la couche et les gaines de soutirage.

La distance entre deux cheminées reste aux alentours de 60 m.

On doit, enfin, s'attendre à voir se développer de fortes pressions de terrains ; une analyse détaillée en sera faite dans le cours de cette étude.

La Figure 12 illustre cette méthode.

I.5. TRAITEMENT DES VOIES DEPUIS LEUR CREUSEMENT

Depuis le début des travaux de la mine moderne en 1806, les galeries ont été soutenues d'abord par du bois puis par des cintres et finalement, aujourd'hui, par des cintres et des boulons avec une très forte augmentation du pourcentage de ces derniers, lesquels sont appelés à soutenir, dans un prochain avenir, 70 % des voies au rocher.

Ce taux n'est pas facile à atteindre étant donné les problèmes psychologiques que l'introduction de cette nouvelle technique a entraîné.

Il faut remarquer qu'on s'est aperçu qu'il existe de nombreuses zones où le terrain ne nécessite pas la pose de cintres et qu'un boulonnage léger suffit ; par contre, il existe des zones boulonnées où le terrain travaille tellement qu'au bout de quelques mois, il est nécessaire de la cintrer.

I.5.1. Les cintres

Quant au cintrage, il est fait avec des cintres du genre Toussaint-Heintzmann (en abrégé T.H.) à trois éléments. Les sections les plus courantes correspondent aux normes N 330, N 390 et N 420 ; mais il est parfois nécessaire de creuser des sections plus grandes comme c'est le cas à la descenderie 21.000 des Chuzins, (avec une section de l'ordre de 16 m^2) ou dans les niveaux d'infrastructure N 17, par exemple, où par endroits, des sections plus importantes sont nécessaires pour permettre la manoeuvre des locomotrices, ce qui demande la mise en place de cintres plus lourds et plus coûteux.

Aujoud'hui, l'objectif visé est de limiter les cintres aux carrements, aux gaines d'exploitation et aux zones où le terrain présente des anomalies : voisinage de zones faillées, présence de ruissellement, des zones de très fortes pressions et des zones situées derrière la taille quand il faut conserver les voies.

Les caractéristiques de ces cintres sont montrées dans le tableau n°

TABLEAU N° 1.a Surfaces des cintres utilisées

Cintre	L m	H m	au creusé	utile	intérieure du cintre	Périmètre du centre
N 330 V	3,20	2,80	10,6	7,3	8,0	7,5
N 390 D	3,90	3,00	12,5	8,9	9,7	8,1
N 420 F	4,20	3,90	14,3	10,4	11,3	8,7

TABLEAU N° 1.b. Poids des cintres utilisés

Cintre	21 Kg/m	29 Kg/m	36 Kg/m
N 330 V	175,0 Kg	241,0 Kg	
N 390 D	184,7 Kg	255,8 Kg	
N 420 F	202,0 Kg	279,0 Kg	346,0 Kg

I.5.2. Les boulons

Ce n'est qu'en 1967 que les premiers essais de boulonnage ont été entrepris avec des boulons à ancrage ponctuel ; mais bientôt ces essais ont disparu et avec eux l'espoir de réussite de la nouvelle méthode de soutènement.

Dix ans après, premier trimestre 1977, les essais ont repris, cette fois-ci avec des boulons scellés à la résine. La méthode pour tester ces boulons, dite "traction au vérin creux", a également été adaptée et mise en oeuvre pendant le trimestre suivant.

Au départ, il s'agissait de boulons lisses de 24 mm de diamètre bientôt remplacés par des boulons lisses de 20 mm et enfin par des boulons nervurés de 20 mm dont l'utilisation est maintenant généralisée avec une densité de 1 boul./m^2.

TABLEAU N° 2. Evolution du boulonnage

Date	Galeries creusées au rocher	Galeries boulonnées	Taux %
Juin-Déc.77	2.310 m	754,21	32,65
1978	3.100 m	899,00	29,00
1979	3.104 m	1.055,36	34,00
1980	3.104 m	1.580,00	50,90
1981	2.960 m	1.557,85	52,63

- Caractéristiques géométriques

Diamètre nominal : : 20 mm
Poids théorique au m : 2,466 Kg
Longueur : 1,80 m

Les schémas de boulonnage adaptés pour ces trois sections nommées plus haut, sont montrées dans les figures 13 et 14.

Un des plus grands avantages des boulons par rapport aux cintres est de pouvoir s'adapter à toutes les sections quelle que soit leur grandeur ou leur forme.

I.6. DEGRADATION ET DEFORMATIONS DES VOIES

Les dégradations et déformations les plus fréquentes sont : l'écaillage, le pincement du toit, la convergence des parements (avec des flexures du côté couche) et le soufflage du mur. Parfois on remarque aussi d'autres hors profils comme les cloches ou les chapelles.

Bien entendu, il s'agit là de voies situées hors de la portée de l'exploitation qui, à son approche entraîne de très fortes réductions de section. (Figure 15)

La traversée des zones faillées oblige à un cintrage, de même que celles présentant des venues d'eau demandent un bétonnage car les dégradations, peu importantes au début, peuvent devenir de plus en plus menaçantes.

. L'écaillage (°) "est un faciès de décompression du terrain sous couverture importante, de telle sorte que la roche est sollicitée au voisinage de sa résistance à la compression. Cet écaillage est donc fonction des caractéristiques mécaniques de la roche pour la couverture donnée (Fig. 16). Il est aggravé par la présence de discontinuités et de failles". Nous avons pu en observer des exemples à la descenderie 21000.

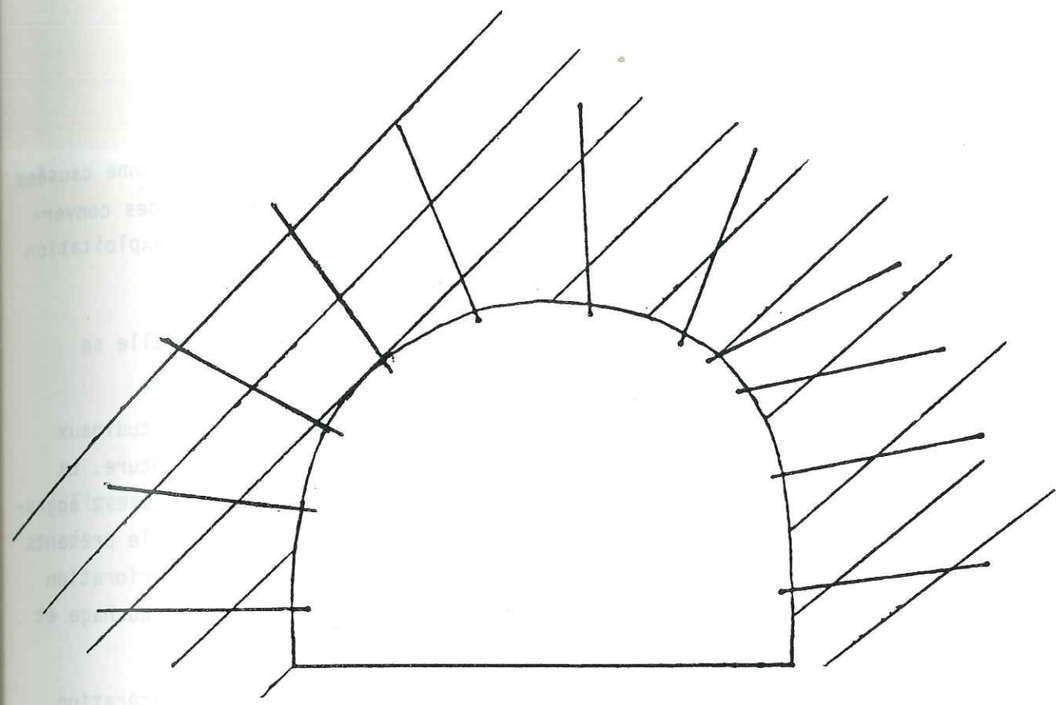


Figure 13 : Schéma de boulonnage utilisé, grande section, d'après le Service Essais.

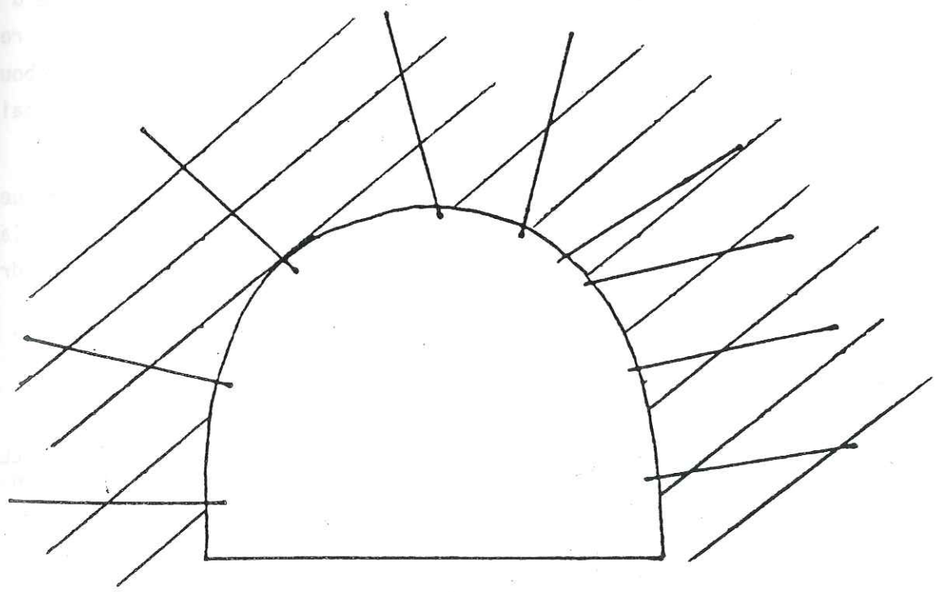


Figure 14 : Schéma de boulonnage utilisé, petite section, d'après le Service Essais.

. Les pincements (°) : "déformations en ogive de la couronne causées par une pression latérale très élevée manifestée par la grandeur des convergences des parements" ; ils se manifestent après le passage de l'exploitation (Fig. 17). Nous en avons observé dans la voie Chuzins 7500 N.

. La convergence : rapprochement des parois de la voie. Elle se manifeste principalement par des flexures.

. Les flexures (°) "correspondent à des étirements longitudinaux et distorsions transversales d'un banc n'allant pas jusqu'à la rupture. La flexure peut être accompagnée d'une schistosité de fracture et elle est aggravée par les discontinuités, les fissures ouvertes, l'eau et l'argile présents dans ces fissures." On trouve quelques exemples de ce type de détérioration dans les voies Chuzins 23000 et Chuzins 25000 qui ont demandé un rauchage et un soutènement plus dense (Fig. 18).

. Les cloches (°), "de forme arrondie, résultent de l'altération progressive du terrain encaissant ; l'augmentation progressive de la surface du front d'altération les rend plus ou moins profondes."

. Les chapelles (°) : "hors profils résultant de la chute d'un dièdre, peuvent provenir de la rupture brutale des ponts de matière reliant un prisme au terrain encaissant". Nous avons observé un exemple d'éboulement en chapelle survenu lors du creusement d'une autre voie que surplombait la première à plus ou moins 10 m (Eperons, galerie de débourrage).

Les failles sont à l'origine de dégradations les plus fréquentes ; Chuzins 23000, par exemple, où il a fallu bétonner. D'autre part, à la descenderie 21000 de Chuzins, on remarque une faille jouant le rôle de drain.

Dans la Figure 19, nous montrons la localisation d'une voie d'exploitation aux Chuzins N 17.

(°) Définitions données par CATALOGUE DES DEFAUTS APPARENTS DES TUNNELS. AFTES Communication du groupe de travail n° 14. Entretien et réparation des ouvrages souterrains.

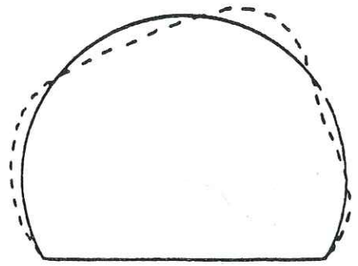


Figure 15 : Schéma montrant la déformation et l'écrasement d'une voie, l'exploitation venue.

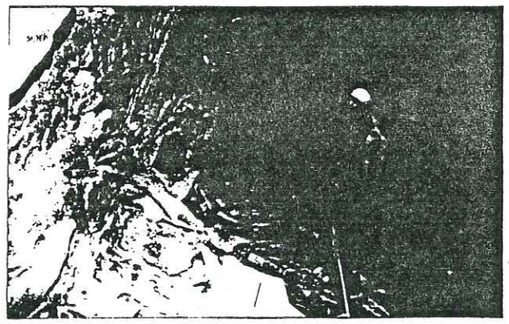


Figure 16 : L'écaillage.

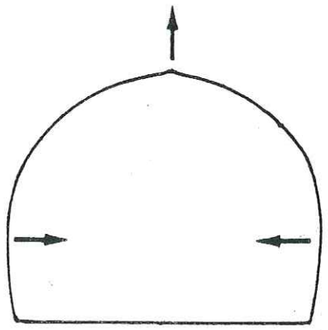


Figure 17 : Le pincement.

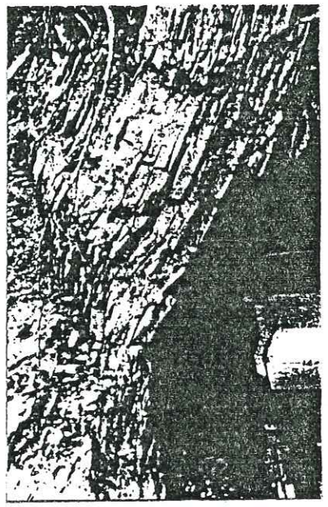


Figure 18 : La flexure.

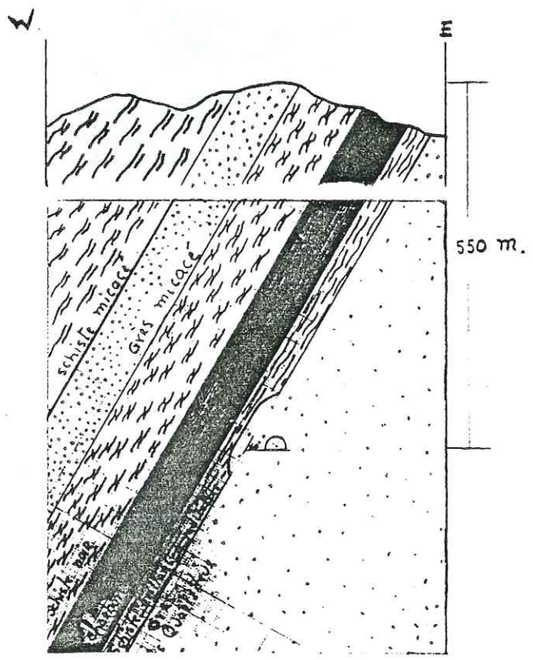


Figure 19 : Schéma montrant une voie d'exploitation aux Chuzins Niveau 17.

CONCLUSION

Le gisement d'anthracite de La Mure, situé à 30 km au sud de Grenoble, au sein du dôme antésenonien de La Mure et faisant partie de l'Arc Houiller Externe des Alpes Occidentales, est un gisement difficile et très perturbé par la présence de failles et de plis, mais aussi par les venues d'eau, les feux et les risques de Dégagements Instantanés. L'exploitation de la couche, très pentée et irrégulière, y est conduite par soutirage par cheminées de tir; il s'agit donc d'une méthode d'abattage par chambres-magasins avec longs trous adaptée au site de La Mure.

Les coupes stratigraphiques montrent la présence d'un carbonifère -charbon, grès et schiste- intercalé entre le socle ancien, générateur de métamorphisme et de circulations hydrothermales, et la couverture mesozoïque formée de terrains du Trias, du Lias et de l'Aalénien.

Les chantiers actuellement en exploitation se situant au niveau 17 sous une couverture de l'ordre de 550 m, ils sont soumis à une contrainte verticale (σ_v), due aux poids des terrains susjacents, de l'ordre de 15 Mpa. A cette contrainte gravitaire, viennent s'ajouter des contraintes tectoniques ainsi que du fait de l'exploitation, les contraintes dues aux tirs (environ 100 Kg d'explosifs gomme par éventail) et celles qui sont induites par le défruitement.

Malgré cela, on ne constate pas sur les voies de dégradations très importantes ; ceci est peut-être dû aux caractéristiques mécaniques des terrains encaissants, grès et schistes, dont la détermination fait l'objet de la deuxième partie de cette étude.

Toutefois, les zones dangereuses, failles, venues d'eau et passages charbonneux, demandent parfois un bétonnage-cintrage. C'est le cas par exemple à la descenderie 23000. Partout ailleurs, et sauf à proximité des chantiers où un cintrage devient nécessaire, le boulonnage constitue une méthode de soutènement suffisante.

Après l'exploitation, un renforcement est nécessaire si l'on veut conserver la voie car on assiste alors à des ruptures du bas toit.

CHAPITRE II

CARACTERISATION DU MASSIF ROCHEUX ET DU CHARBON

INTRODUCTION

Une des contributions des plus importantes de notre étude a été la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques du massif rocheux entourant les voies d'infrastructures et d'exploitation de la mine de La Mure.

Pour y parvenir, nous avons prélevé des blocs représentatifs des roches rencontrées : schiste brillant grossièrement micacé, schiste brillant à radicelles et végétaux, schiste noir rubanné, grès grossièrement micacé, grès quartziteux à grains moyens, grès quartziteux à grains fins et gratte.

Tout d'abord, nous en donnerons une description pétrographique ; ensuite, nous en déterminerons leurs propriétés physiques et mécaniques.

II.1. COMPOSITION PETROGRAPHIQUE

II.1.1. Les schistes

Ils constituent les roches les plus importantes, car ils représentent environ 82 % de la série houillère (d'après SARRAULT). Tous ces schistes ont une phase argileuse s'accompagnant d'un peu de quartz, de séricite, de chlorite et de résidus de feldspaths.

Les sortes de schistes rencontrés sont :

- les schistes brillants grossièrement micacés, constitués essentiellement de quartz et de séricite ; ils présentent souvent des passages charbonneux et argileux. Ces schistes font partie du toit éloigné de la grande couche.

- Les schistes brillants à radicelles et végétaux ont la même composition que les précédents mais ils contiennent, en plus, des empreintes de flore et de faune ; on les rencontre au mur immédiat de la grande couche.

- Les schistes noirs rubannés, particulièrement riches en matière organique, ils ne contiennent pratiquement pas d'éléments détritiques. Ils sont fréquemment associés aux niveaux carbonatés et présentent souvent des lits pyriteux. Ils constituent le toit immédiat de la grande couche.

II.1.2. Les grès

Toujours d'après SARRAULT, ils représentent 14 % de la série houillère et constituent une partie non négligeable des formations stériles du toit et du mur, bien que, pratiquement, tous les toits et les murs immédiats de la couche exploitée soient des schistes comme on vient de le souligner.

On place la limite entre grès et schiste là où l'oeil nu ne distingue plus le grain de la roche. Il existe, évidemment, tous les types intermédiaires.

Les grès trouvés sont :

- Les grès micacés ; constitués d'une proportion importante de mica et quartz, ils contiennent également pyrite et felsdpaths. C'est la variété de grès la plus répandue.

On les trouve au-dessus de la grande couche, immédiatement après le schiste noir. Leurs grains sont assez fins.

- Les grès quartziteux ; ce sont des grès à ciment gris clair siliceux, formés presque exclusivement de grains de quartz. Ils montrent bien souvent des intercalations de charbon et de pyrite. On en distingue deux sortes différentes par la taille des grains. Ces grès quartziteux font partie du mur de la grande couche, tout au-dessous des schistes brillants à radicelles et végétaux.

II.1.3. La gratte

C'est un conglomérat formé de fragments non roulés de quartz de 2 à 30 mm. La cimentation de ces grains est de même nature que pour les grès dits quartziteux. Cette gratte présente souvent des fissures minéralisées de sidérose. On la trouve, particulièrement, aux Chuzins 23.200, où nous avons fait un prélèvement, dans la voie d'exploitation.

II.1.4. Le charbon

Cette esquisse pétrographique serait incomplète si l'on oubliait le charbon, partie essentielle du gisement.

Ce charbon est une anthracite, comme tous les charbons des Alpes : c'est une péranthracite du point de vue minéralogique parce qu'elle contient, dans une masse fondamentalement constituée de vitrain, des taches ligneuses ainsi que du fusain, du xylain et du xylovitrain. Caractérisée par son éclat vitreux et brillant, sa cassure conchoïdale, elle a un point d'inflammabilité de 600°C, est conductrice de l'électricité et ne contient pas de méthane ; sa composition moyenne est : 89,5 % de carbone ; 2,8 à 4,1 % de matières volatiles°; 2,6 à 4,0 % de cendres ; 3,9 % d'eau et 0,8 % de soufre. Les cendres sont essentiellement siliceuses ou dolomitiques ; son pouvoir calorifique est de 7.600 calories par Kg ; sa densité varie de 1,6 à 1,7 ; sa dureté Mohs varie

° (CO_2 : 5,0 % ; CO : 2,5 % ; CH_4 : 0,0 % ; H_2 : 92,0 % ; autres : 0,5 %)

de 2,5 à 3,0. Dans les charnières anticlinales, près de la couverture mésozoïque, l'anthracite est diaclasée et les diaclases sont recimentées par de la silice, de la dolomie ou de la calcite, ce qui augmente la quantité en cendres. La qualité est également très affectée dans les zones tectonisées par une augmentation importante de la friabilité. Une autre caractéristique propre à ce charbon est sa grande abrasivité ; sa dureté en implique l'abattage à l'explosif.

La transformation du charbon en péranthracite se traduit, par ailleurs, par une cristallisation relativement poussée des matières carbonnées qui tendent vers la structure du graphite. Le charbon de la grande couche est nettement cristallisé et graphitique.

II.2. PROPRIETES PHYSIQUES

Les propriétés physiques déterminées sont la porosité, le poids spécifique et la vitesse du son mesurée en laboratoire.

TABLEAU N° 3. Propriétés physiques des roches rencontrées

TYPE DE ROCHE	Poids spécifique KN/m³	Porosité %	Vit.du son m/sec ⊥ strat	Vit.du son m/sec // strat	I_A°
Schiste brillant micacé	27,10	2,92	2094		
Grès micacé	26,80	0,75	3815	4190	1,10
Schiste noir	28,50	1,14	3275	3473	1,06
Charbon	16,00				
Schiste brillant à radicelles	29,00	2,05	3873		
Grès quartziteux à grains moyens	26,80	1,18	3370	4183	1,24
Grès quartziteux à grains fins	26,90	1,18	3408	3949	1,16
Gratte	26,20	1,19	3553	3580	1,01

° I_A : indice d'anisotropie

II.3. PROPRIETES GEOMECANIQUES

II.3.1. Dureté Cerchar

Une première "caractérisation" géomécanique des strates, y compris le charbon, a été faite quelques années auparavant par le CERCHAR (Centre d'Etudes et Recherches de Charbonnages de France) et le laboratoire de terrains de l'Ecole Nationale des Mines de Nancy .

Des essais de dureté dits "Cerchar" ont été réalisés sur trois sondages entrepris au quartier des Chuzins, Niveau 17, Plan 12. Le but de cette recherche était de connaître la qualité des terrains entourant des voies de desserte et d'exploitation, donc de lever le profil géomécanique des terrains pour en déduire leur aptitude au boulonnage .

Nous rappellerons tout d'abord le principe de la mesure qui constitue, en fait, un test de forabilité. Un forêt de 8 mm de diamètre, en carbure de tungstène, terminé par un dièdre de 99° d'angle au sommet, est appliqué contre l'échantillon, sa surface n'ayant subi aucune préparation particulière Ce forêt est animé d'un mouvement de rotation autour de son axe à la vitesse de 190 tours/mn sous une charge de 0,20 KN.

La pénétration du forêt est d'autant plus aisée que la roche est moins résistante. L'accumulation des débris de foration sous le forêt entraîne, au fur et à mesure que l'essai se poursuit, une diminution de la vitesse de pénétration.

L'indice de dureté a donc été défini par la vitesse initiale de pénétration, c'est-à-dire, la pente à l'origine de la courbe enregistrée donnant l'enfoncement en fonction du temps. Afin d'obtenir un indice coissant avec la dureté, on utilise le nombre de secondes nécessaires pour obtenir un enfoncement de 1 centimètre en supposant que la vitesse initiale soit maintenue (Figure 20 et 20a).

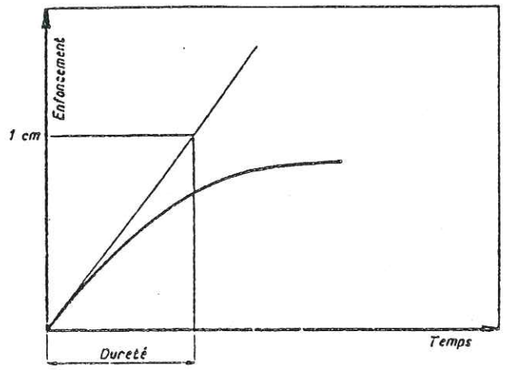


Fig. 20 — Test Cerchar — Enfoncement du foret d'essai en fonction du temps

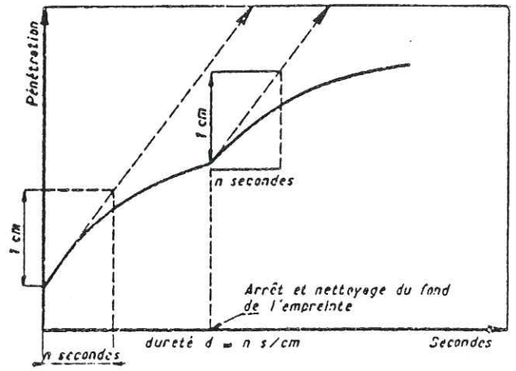


Fig. 20a Mesure de la dureté

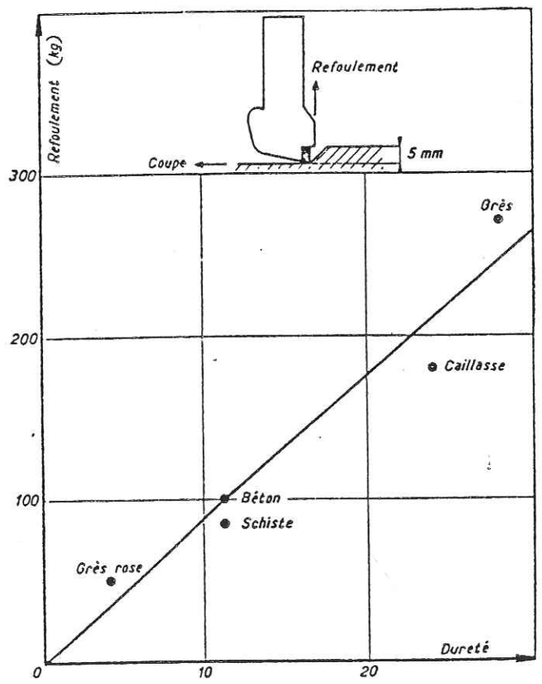


Fig. 21 — Relation dureté-refoulement
Pic H 15 G neuf — passe de 5 mm

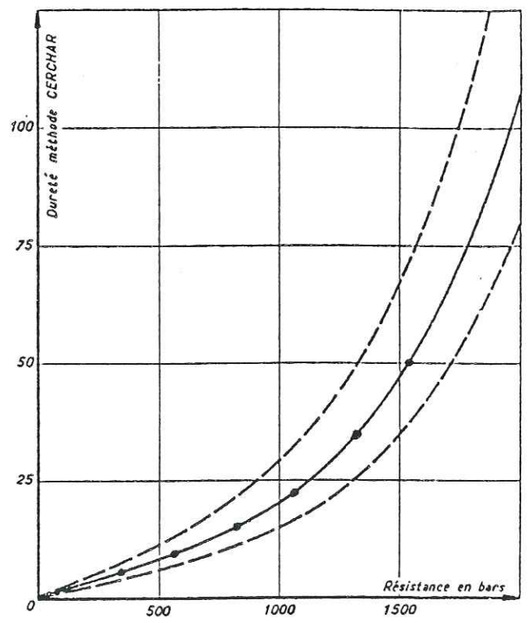


Fig. 22 - Relation résistance-dureté

La validité de l'indice ainsi défini a été confirmée par la comparaison des efforts développés par un pic neuf attaquant les roches dans des conditions déterminées ; on constate qu'il existe une relation linéaire entre les indices de dureté mesurés pour chaque roche et les efforts axiaux auxquels sont soumis les pics (refoulement) (Figure 21).

Il existe également une corrélation entre la dureté et la composante de l'effort de coupe, mais elle est toutefois moins étroite que la précédente ; ceci tient au fait que le travail de coupe fait intervenir plus particulièrement la résistance de la roche à la traction et au cisaillement.

Par ailleurs, la comparaison pour différentes roches de la dureté D, mesurée par l'Essai de Forabilité, et de la Résistance à la Compression σ_c, mesurée sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 25 mm et de hauteur 50 mm (élancement 2), fait apparaître une corrélation entre elles. La loi statistique d'ajustement est de forme logarithmique (Figure 22).

En utilisant le profil géomécanique moyen (Figure 23) et la courbe résistance - dureté, nous avons trouvé les grandeurs montrées dans le Tableau n° 4 pour les différents types de roches étudiées.

Ce profil géomécanique nous fournit une indication de la qualité des strates par rapport à leur distance à la voie objet des sondages : Chuzins, Plan 12 ; nous retiendrons plus particulièrement les zones suivantes :

a. De 0 à 10 m

Grès homogènes très résistants dont la dureté moyenne est de l'ordre de 30 points (≃ 125 MPa). C'est dans ces grès que sont creusés les ouvrages d'infrastructure (voies de desserte).

b. De 30 à 50 m

On rencontre essentiellement des schistes gréseux stratifiés de part et d'autre du Banc du Mur. Ils sont un peu plus hétérogènes en résis-

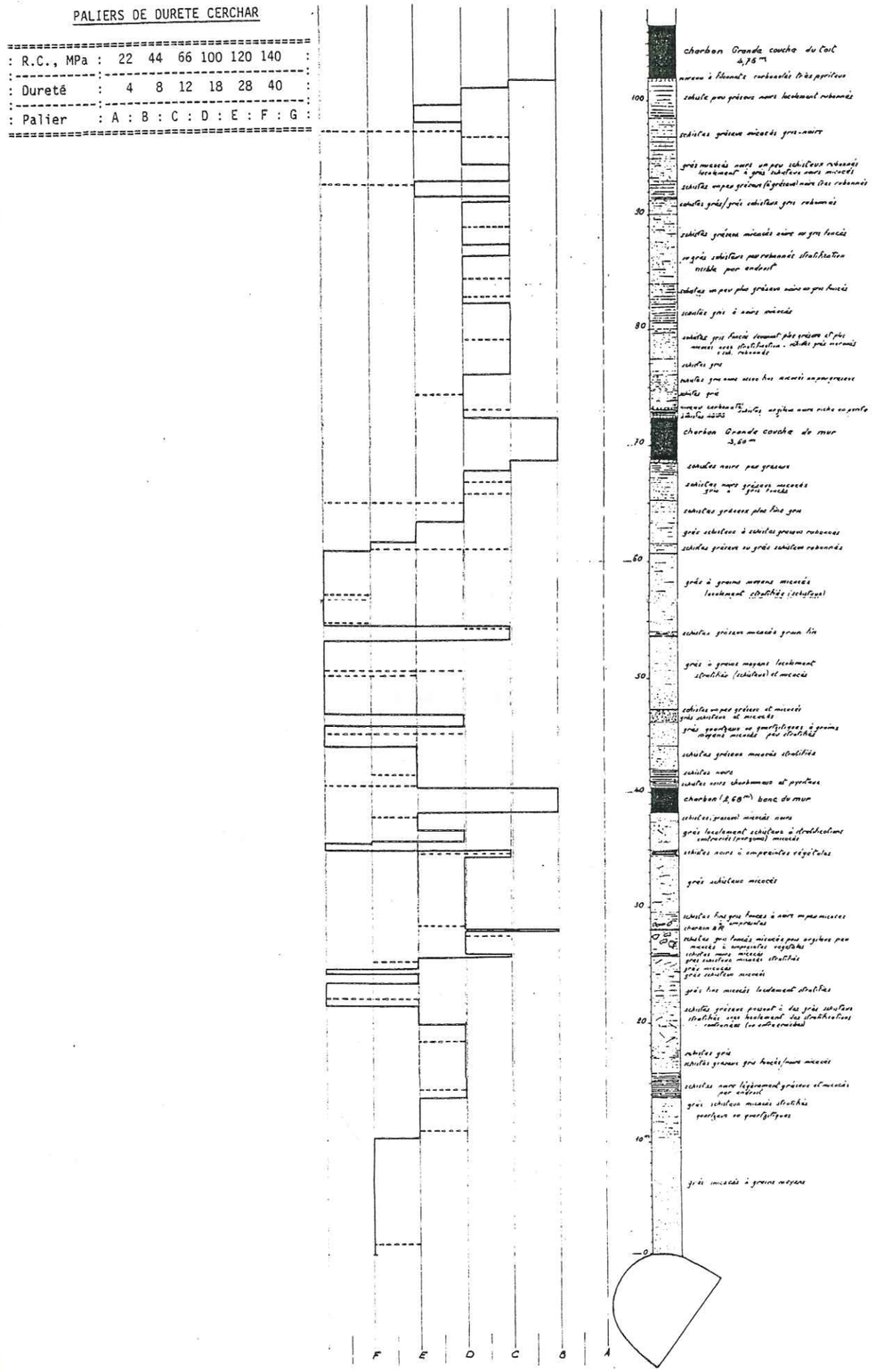


Figure 23 : Profil géomécanique, d'après le test Cerchar.

tance (10 à 50 points de dureté) mais en moyenne assez résistants : 20 points soit ≃ 100 MPa. C'est dans ce type de terrain que doivent être creusées les galeries d'exploitation du mur de la couche (zone non digitée).

c. De 80 à 90 m

On trouve des schistes légèrement gréseux de résistance un peu plus faible mais très homogènes : 12 points de dureté en moyenne (≃ 70 MPa) C'est dans ces bancs assez stratifiés que sont implantées les galeries d'exploitation de la zone digitée.

TABLEAU N° 4. Corrélation Dureté Cerchar - Résistance à la compression

ROCHE	Dureté Cerchar	Résistance MPa
Schistes Gris	10 - 15	60 - 85
Schistes Gréseux Gris Foncés à noirs micacés	15	85
Grès Schisteux micacé	15	85
Schistes Gréseux noirs micacés stratifiés	23	105
Schistes légèrement Gréseux noirs très rubannés	23	105
Schistes Gréseux passant à des grès schisteux stratifiés	23	105
Grès schisteux micacés stratifiés	23	105
Grès schisteux rubannés	34	130
Grès micacés à grains moyens sans stratification ou avec stratification locale	34 - 50	130 - 155
Grès à grains fins micacés localement stratifiés	50	155
Charbon	6	38

II.3.2. Comportement sous la presse

La méthode utilisée pour déterminer ce comportement a consisté à prélever des blocs représentatifs des strates entourant la voie d'exploitation, au niveau 17 du quartier des Chuzins.

Ces blocs, transportés au laboratoire, ont été carottés et usiné afin d'obtenir des éprouvettes d'élancement 2 (pour les essais de compression) et d'élancement 1 (pour ceux de traction).

De cette façon nous nous sommes procuré une centaine d'éprouvettes, caractérisant les 7 types de roches concernés par notre étude.

Bien que la taille de notre échantillonnage soit fort modeste, elle représente déjà une première approche de la grandeur des paramètres.

Les essais auxquels nous avons soumis nos éprouvettes sont : essais de compression monoaxiale, triaxiale et traction brésilienne, sur deux axes perpendiculaires (le premier étant perpendiculaire à la stratification et le deuxième parallèle à celle-ci) (Fig. 24).

Les données tirées de ces essais sont : la contrainte à la compression monoaxiale (σc) ; la contrainte à la traction brésilienne (σtb), et la contrainte à la rupture pour différents déviateurs des contraintes (10, 30, 60 et 100 MPa), de même que les cercles de Mohr à la rupture.

De la courbe complète contrainte monoaxiale-déformation longitudinale-déformation transversale, nous avons retiré les paramètres suivants :

. modules d'élasticité : à l'origine, E_i et à 20 MPa°, $E_{(20)}$
. coefficient de poisson : à 20 MPa°, $\nu_{(20)}$

° nous avons déterminé le module à 20 MPa car nous avons supposé des contraintes naturelles au sein du massif entre 10 et 30 MPa. 20 MPa revient à la valeur moyenne de ces deux grandeurs.

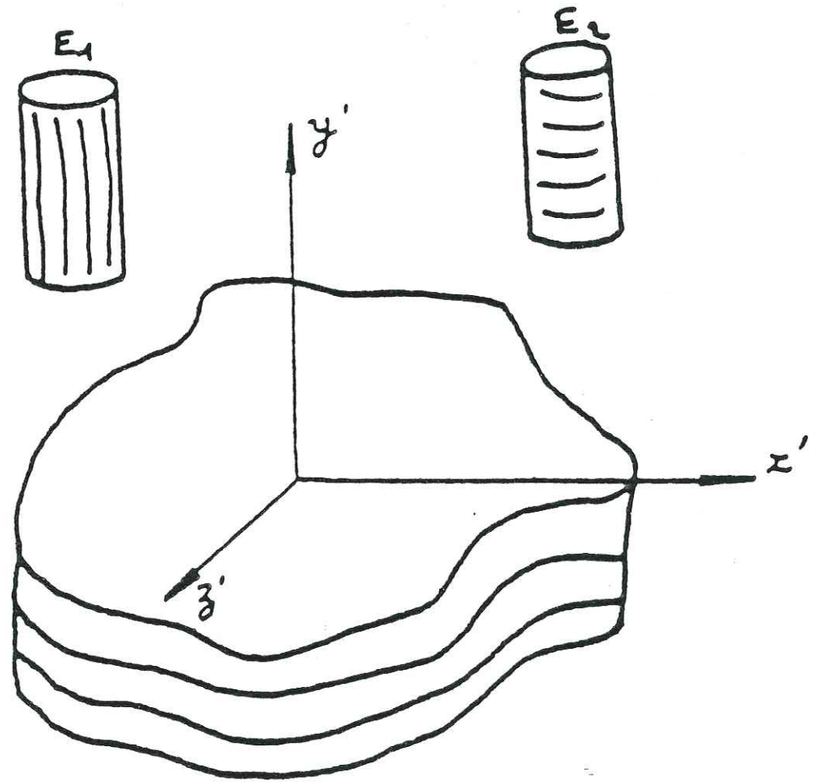


Figure 24 : Direction du prélèvement des éprouvettes

. Contrainte à la limite élastique : σ_L, au-dessus de laquelle on assiste à une propagation instable de la fissuration.
. Seuil de fissuration : σ_f, au-dessus duquel les fissures se propagent d'une façon stable jusqu'à atteindre σ_L
. Seuil de dilatance : σ_d, souvent égale à σ_f.
. Contrainte à la limite de serrage : σ_s , caractérisant la fin de la fermeture des fissures.

La figure 25 correspondant à l'essai effectué sur une éprouvette de grès micacé soumise à une contrainte perpendiculaire à la stratification, montre bien les seuils où ces grandeurs ont été déterminées.

a. Conditions des essais

Les éprouvettes employées pour les essais de compression ainsi que celles des essais de traction ont été soumises à la presse hydraulique AMSLER de 3.000 KN, sous une montée en charge de 10 MPa/mn.

D'autre part les jauges utilisées pour la mesure des déformations ont les caractéristiques suivantes : type de jauge PL-20-11, d'une longueur de 20 mm avec une résistance de 120 ±0,3 Ω et un facteur de jauge de 2,12.

Les principes et la méthodologie utilisés pour réaliser cette série d'essais sont :

- Essais de compression monoaxiale

Il consiste à comprimer l'éprouvette rocheuse sous une contrainte axiale σ_1, croissante jusqu'à atteindre la rupture de l'échantillon. Pour que la force puisse être bien répartie et pour lutter contre le frettage, on a utilisé des morceaux de carton aux contacts presse-échantillon.

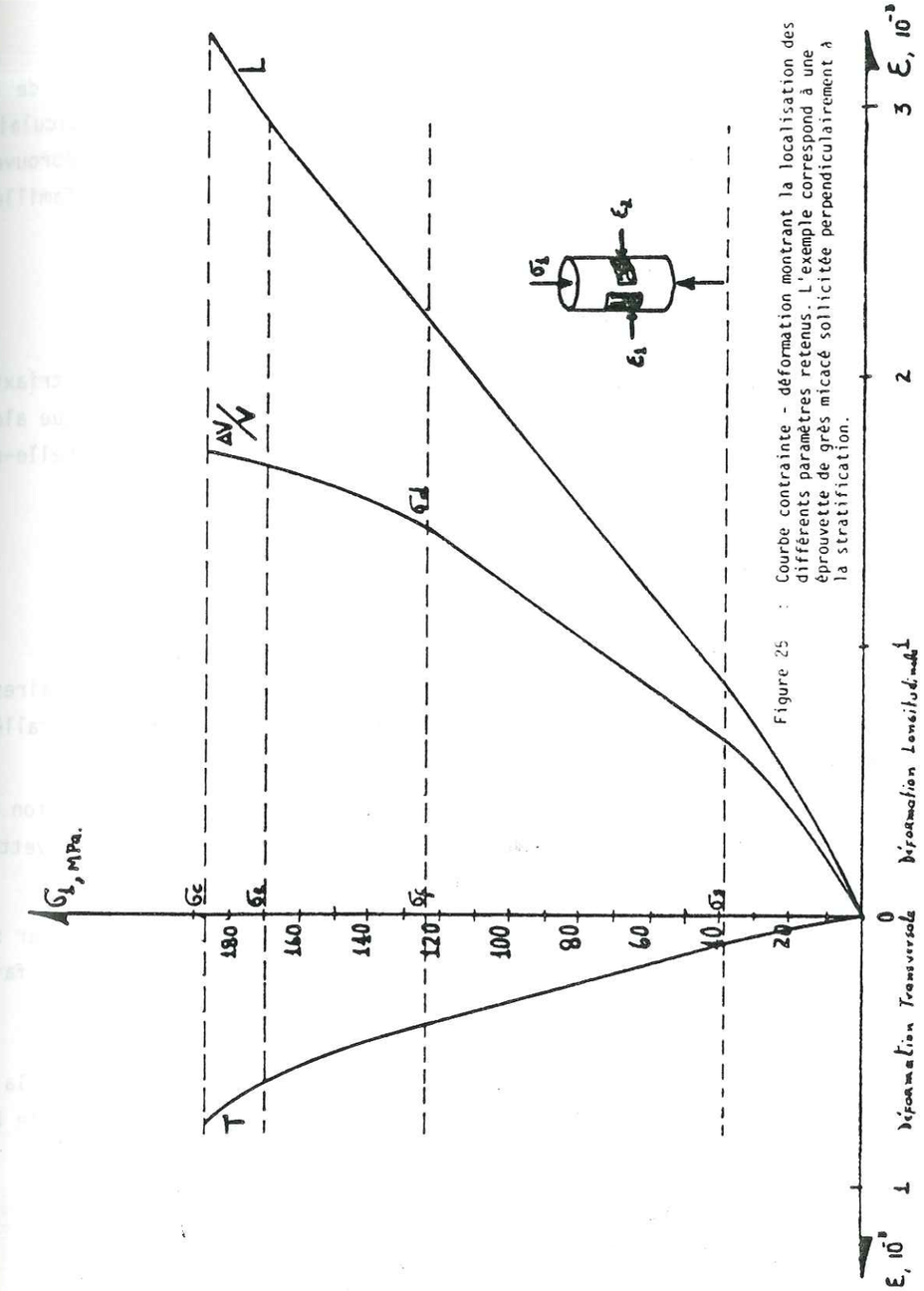


Figure 25 : Courbe contrainte - déformation montrant la localisation des différents paramètres retenus. L'exemple correspond à une éprouvette de grès micacé sollicitée perpendiculairement à la stratification.

La rupture atteinte est toujours parallèle à l'application de la force que les éprouvettes aient été coupées parallèlement ou perpendiculairement à la stratification ; cette rupture est brutale : presque toute l'éprouvette est concernée ; en fait, on ne remarque pas une fracture mais une famille de fractures.

- Essais de compression triaxiale

Il consite à confiner l'éprouvette mise dans une cellule triaxiale, par l'intermédiaire d'une étreinte latérale constante σ_3. On applique alors une contrainte axiale croissante σ_1 jusqu'à atteindre la rupture. Celle-ci se produit toujours à un angle proche de 45 °.

- Essais de traction brésilien

Nous en avons fait trois sortes :

La première correspond aux éprouvettes coupées perpendiculaires à la stratification, ce qui revenait à faire un essai de traction parallèle aux plans de stratification comme dans la Figure 26.

$$\sigma_{tb} = \frac{P}{2\pi R^2}$$

: relation permettant d'obtenir σ_{tb} en fonction de la charge appliquée et du rayon de l'éprouvette.

Les résultats de cet essai étant difficiles à interpréter car souvent les plans se séparaient avant d'atteindre la rupture, nous avons fait une deuxième sorte que nous décrivons ensuite.

La deuxième correspond aux éprouvettes coupées parallèles à la stratification et soumises à une contrainte de traction aussi parallèle à celle-ci. (cf. Figure 27)

Finalement, la troisième rend compte des essais effectués sur des éprouvettes prélevées parallèles à la stratification : là nous avons étudié l'effet de la contrainte de traction perpendiculaire à la stratification. La Figure 28 montre le schéma de ces essais.

Les valeurs moyennes trouvées pour ces trois types d'essais sont montrées sur le tableau n° 5.

TABLEAU N° 5. Résistances à la Traction Brésilienne

TYPE DE ROCHE	σ_{tb},MPa // strat Fig.26	σ_{tb},MPa // strat Fig.27	σ_{tb},MPa ⊥ strat Fig.28	I_A°
Schiste brillant micacé	10,60	6,70	5,44	1,23
Grès micacé	15,50	13,92	10,74	1,30
Schiste noir	11,40	9,60	7,32	1,31
Charbon	5,00°°			
Schiste brillant à radicelles	11,20	5,19	3,01	1,72
Grès quartiteux à grains moyens	12,00	11,73	10,38	1,13
Grès quartiteux à grains fins	14,00	9,95	8,65	1,34
Gratte	8,10	8,79	7,68	1,14

° I_A : indice d'anisotropie

°° tiré d'après la bibliographie

Ces indices d'anisotropie aussi proches de l'unité, sauf pour le schiste à radicelles, et qui sont d'ailleurs fort semblables à ceux trouvés par la méthode dynamique (mesure de la célérité des ondes perpendiculaires et parallèles à la stratification) nous montrent que l'on est en présence d'un massif rocheux pouvant être considéré comme isotrope.

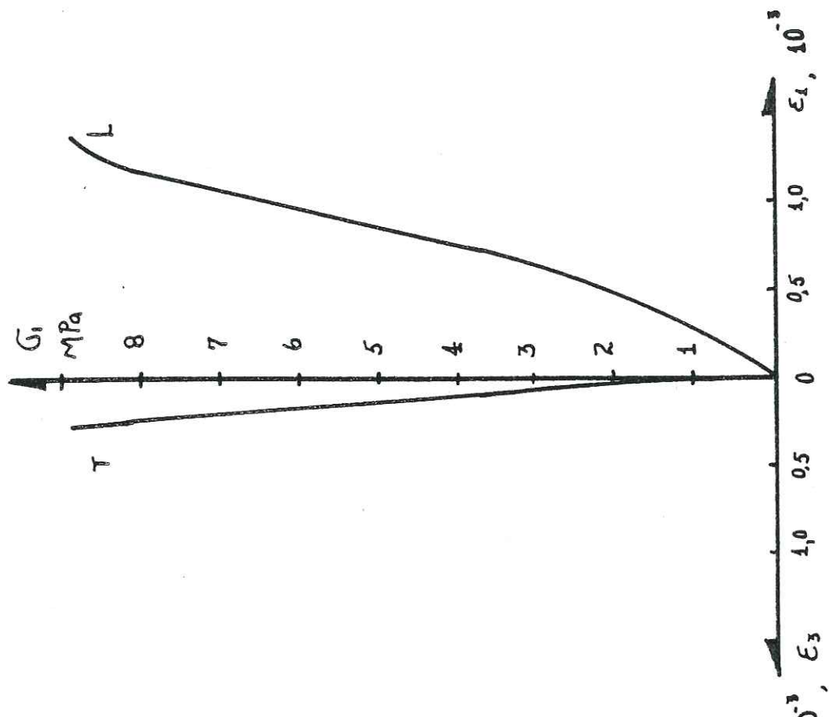


Figure 29 : Courbe contrainte-déformation, en essai brésilien. L'exemple correspond à une éprouvette de gratte sollicitée parallèlement à la stratification.

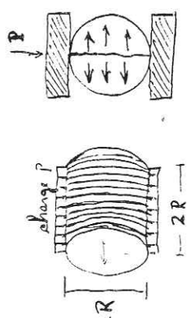


Figure 26 : Essai de traction brésilien. Contrainte parallèle à la stratification.

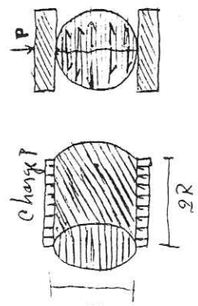


Figure 27 : Essais de traction brésilien. Contrainte parallèle à la stratification.

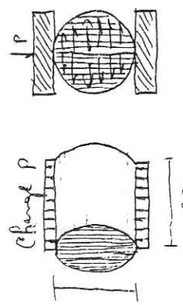


Figure 28 : Essai de traction brésilien. Contrainte perpendiculaire à la stratification.

La Figure 29 montre une courbe de traction typique correspondant à une éprouvette de gratte soumise à un effort de traction parallèle à la stratification.

Dans ce qui suit, nous allons montrer les tableaux des données tirées des essais (et regroupés suivant l'appartenance de l'éprouvette au toit ou au mur éloigné ou proche) les allures des courbes σ_1, L, T, $\Delta V/V$; $\sigma_1 - \sigma_3, \varepsilon_1$ et les cercles de Mohr à la rupture. Se rapporter à la fin du chapitre.

Les valeurs sont données en MPa.

b. Caractérisation mécanique des échantillons

Roches constituant le toit de la Grande Couche

- Schistes brillants grossièrement micacés

Les tableaux 6 montrent les résultats des essais.

Nous avons voulu réunir sur les Figures 30, 31 et 32 suivantes, le comportement de deux sortes de schistes rencontrés au cours de notre prélèvement : le schiste micacé et le schiste à radicelles, desquels nous n'avons pas pu prélever des éprouvettes parallèles à la stratification car elles se délitaient au passage de la carotteuse.

. Schiste micacé sollicité perpendiculairement à la stratification :

- il montre une déformation très prononcée, 6×10^{-3} pour 75 MPa, contrainte de rupture ; sa limite de serrage se situe aux 10 MPa pour une déformation longitudinale de $0{,}8 \times 10^{-3}$;
- le rapport σ_L/σ_r est égal à 0,75 ;
- celui σ_c/σ_{tb} est égal à 10,90 ;
- pour un confinement de 10 MPa nous avons trouvé une baisse du module de young assez importante.

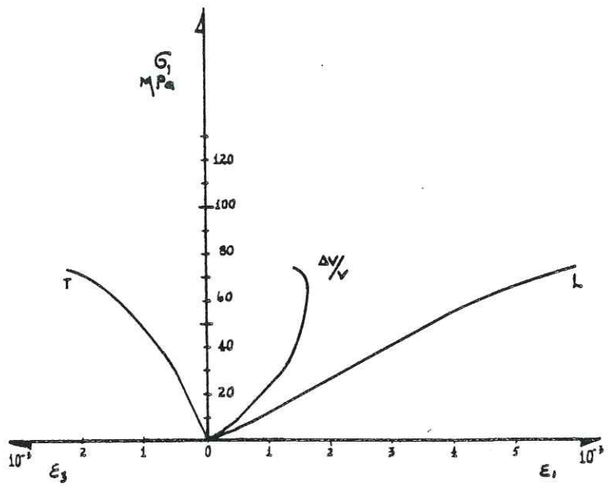


Figure 30a

Schiste micacé sollicité perpendiculairement à la stratification. Compression monoaxiale.

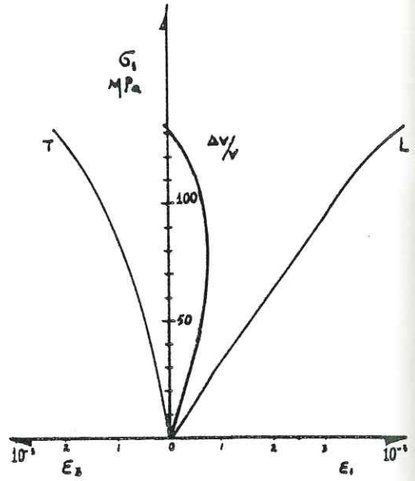


Figure 30b

Schiste à radicelles sollicité perpendiculairement à la stratification. Compression monoaxiale.

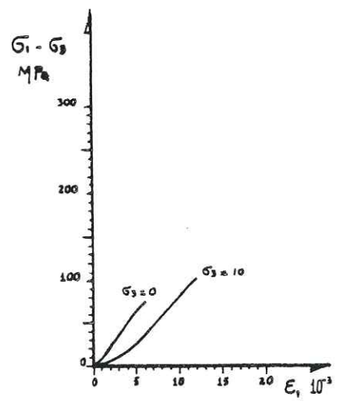


Figure 31a

Schiste micacé sollicité perpendiculairement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

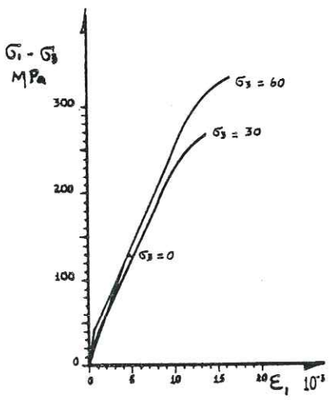


Figure 31b

Schiste à radicelles sollicité perpendiculairement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

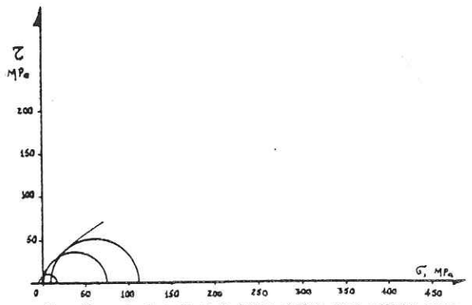


Figure 32a : Cercle de Mohr à la rupture. Schiste micacé sollicité perpendiculairement à la stratification.

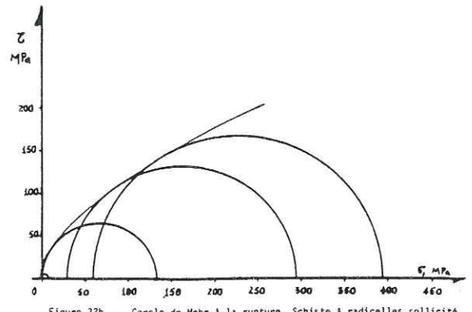


Figure 32b : Cercle de Mohr à la rupture. Schiste à radicelles sollicité perpendiculairement à la stratification.

. Schiste à radicelles sollicité perpendiculairement à la stratification :

- plus raide que le schiste précédent, il n'a que $4,4 \times 10^{-3}$ ε pour sa limite de rupture atteinte aux 135 Mpa. Sa limite de serrage se situe vers 30 MPa pour une déformation longitudinale de $0,1 \times 10^{-3}$;
- le rapport σ_L/σ_r est égal à 0,89 ;
- celui σ_c/σ_{tb} est égal à 26,00 ;
- on remarque une augmentation de la valeur du module de Young par des confinements plus importants ;
- on a affaire à un comportement élasto-plastique au fur et à mesure de l'augmentation du déviateur des contraintes.

Une comparaison entre ces deux sortes de schistes, laisse déduire des propriétés mécaniques nettement supérieures pour le schiste à radicelles. D'ailleurs il est plus massif, ce qui nous a permis d'avoir plus d'éprouvettes pour pouvoir compléter la courbe intrinsèque à la rupture.

Ce schiste à radicelles est tout particulièrement important pour notre étude vu sa position au mur de la grande couche.

- <u>Grès grossièrement micacé</u>

Les tableaux 7 montrent les résultats des essais.

Dans les figures 33, 34 et 35 nous montrons le comportement de ce grès quand il est sollicité perpendiculaire et parallèle à la stratification.

Nous avons pu remarquer :

. Un comportement bien semblable : la rupture est atteinte pour des grandeurs bien rapporchées de la valeur de la contrainte et de la déformation $(\sigma_r)_{\perp \text{strat}}/(\sigma_r)_{// \text{strat}} = 1,02$ $\quad \varepsilon_r = 3,3 \times 10^{-3}$

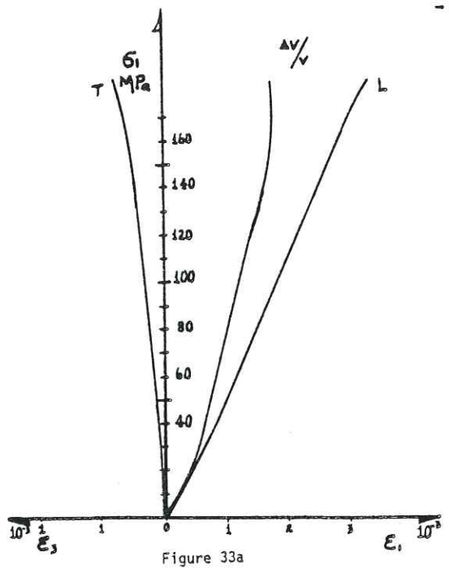


Figure 33a

Grès grossièrement micacé, sollicité perpendiculairement à la stratification. Compression monoaxiale.

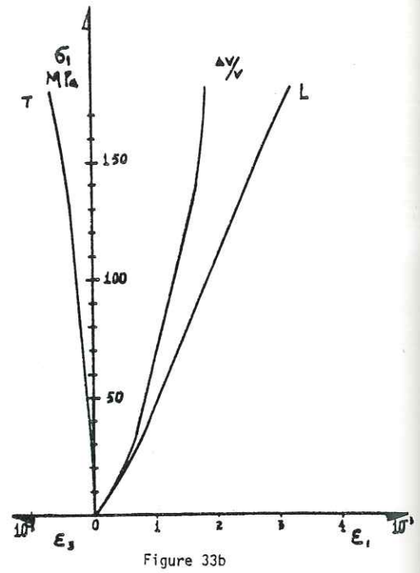


Figure 33b

Grès grossièrement micacé, sollicité parallèlement à la stratification. Compression monoaxiale.

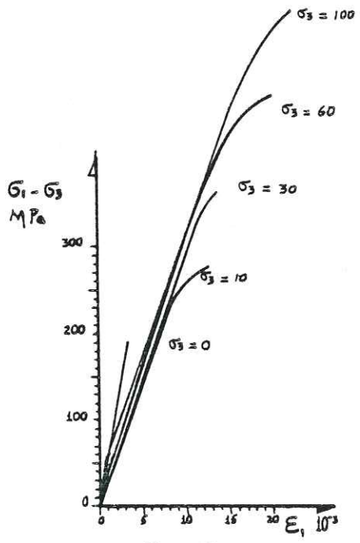


Figure 34a

Grès grossièrement micacé, sollicité perpendiculairement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

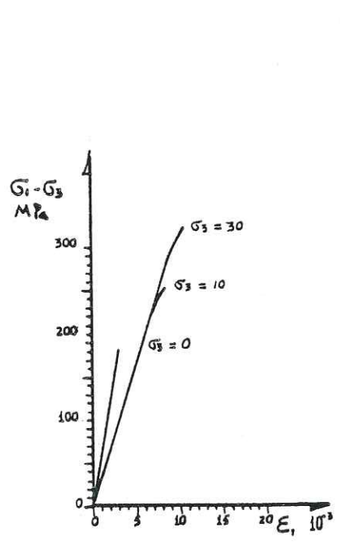


Figure 34b

Grès grossièrement micacé sollicité parallèlement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

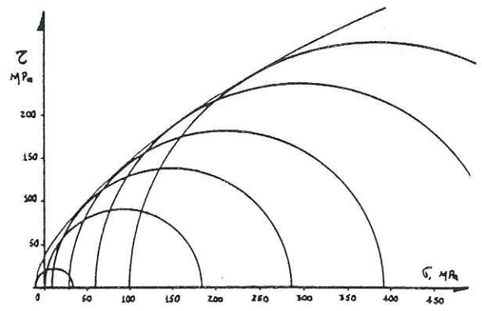


Figure 35a : Cercle de Mohr à la rupture. Grès grossièrement micacé, sollicité perpendiculairement à la stratification.

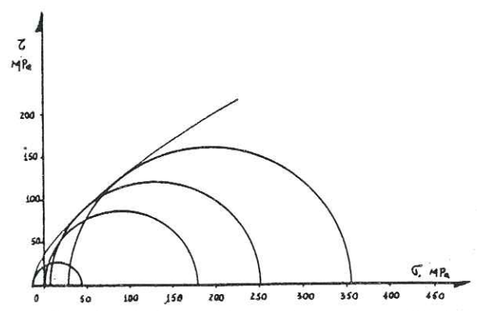


Figure 35b : Cercle de Mohr à la rupture. Grès grossièrement micacé, sollicité parallèlement à la stratification.

. $(\sigma_c)_{\perp}$ strat / $(\sigma_{tb})_{\perp}$ strat = 17,13

. $(\sigma_c)_{//}$ strat / $(\sigma_{tb})_{//}$ strat = 12,93

. Les modules de Young et les coefficients de Poisson sont aussi très rapprochés.

. Un début de comportement élastique est décelé pour des contraintes de confinement de l'ordre de 35 MPa, pour les deux cas.

. En somme, il est un matériau qui peut être considéré comme isotrope malgré les rapports σ_c/σ_{tb} un peu écartés.

- Schiste noir rubanné

Les tableaux 8 montrent les résultats des essais.

Les données de ces tableaux nous ont permis de dessiner les figures 36, 37 et 38 où nous montrons le comportement de ce schiste face aux mêmes types d'essais déjà évoqués. Nous retiendrons particulièrement la différence de comportement entre les éprouvettes prélevées perpendiculairement et parallèlement aux strates. En effet, les éprouvettes prélevées parallèlement à la stratification montrent des propriétés mécaniques meilleures : pourtant elles se délitaient au passage de la carotteuse, ce qui nous a empêché de tester plus d'éprouvettes dans ce sens.

. La limite de serrage se situe aux alentours de 15 MPa pour une déformation longitudinale de $0,4 \times 10^{-3}$.

. Pour les essais monoaxiaux nous avons trouvé une contrainte de rupture assez proche mais une déformation beaucoup plus importante pour l'éprouvette perpendiculaire à la stratification.

. Nous avons trouvé également les rapports suivants :

$(\sigma r)_{\perp}$ strat/ $(\sigma_r)_{//}$ strat = 1,06

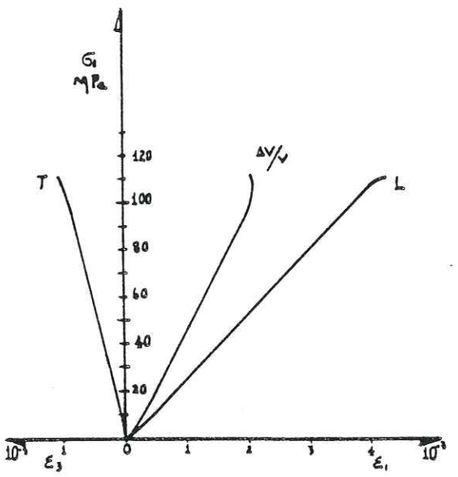


Figure 36a

Schiste noir rubanné, sollicité perpendiculairement à la stratification. Compression monoaxiale.

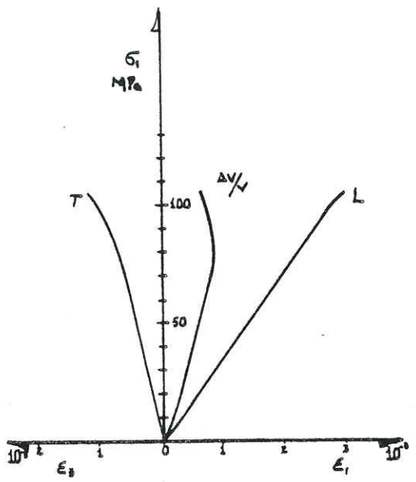


Figure 36b

Schiste noir rubanné, sollicité parallèlement à la stratification. Compression monoaxiale.

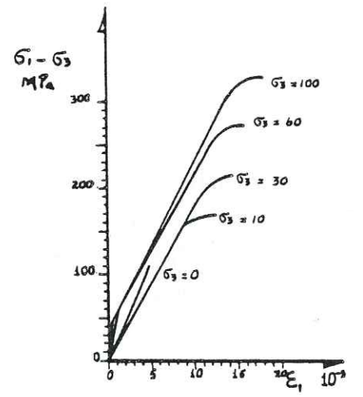


Figure 37a

Schiste noir rubanné, sollicité perpendiculairement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

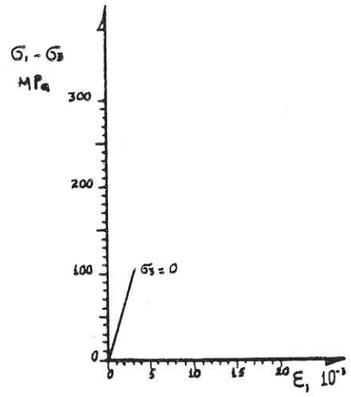


Figure 37b

Schiste noir rubanné, sollicité parallèlement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

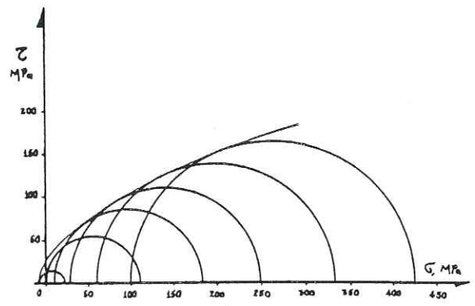


Figure 38a : Cercle de Mohr à la rupture. Schiste noir rubanné, sollicité perpendiculairement à la stratification.

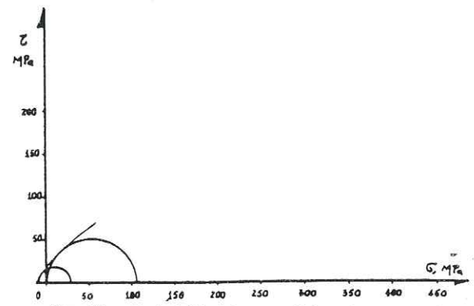


Figure 38b : Cercle de Mohr à la rupture. Schiste noir rubanné, sollicité parallèlement à la stratification.

$(\sigma_c)_{\perp}$ strat/ $(\sigma_{tb})_{\perp}$ strat = 15,03

$(\sigma_c)_{//}$ strat/ $(\sigma_{tb})_{//}$ strat = 10,83

. Les essais triaxiaux montrent des modules de Young plus raides et la présence d'une zone plastique très réduite.

. Car nous avons eu du mal à carotter des éprouvettes parallèles à la stratification, nous n'avons pas pu compléter la courbe intrinsèque.

- La couche, le Charbon

Etant donnée sa grande friabilité, nous n'avons pas pu obtenir d'éprouvettes et avons été conduits à le caractériser à partir de l'essai de forabilité corrélé à la résistance à la compression comme nous l'avons déjà remarqué. Pour les autres paramètres, nous avons utilisé les données fournies par la bibliographie. (°)

σ_t = 0,2 à 3 MPa
σ_c = 5 à 30 MPa
E = 10 x 10^2 à 40 x 10^2 MPa
ν = 0,15 à 0,30

(°) Document n° 3 de l'"utilisation du programme ELFI3F", page 26.

Roches constituant le mur de la Grande couche

- Schiste brillant à radicelles et végétaux

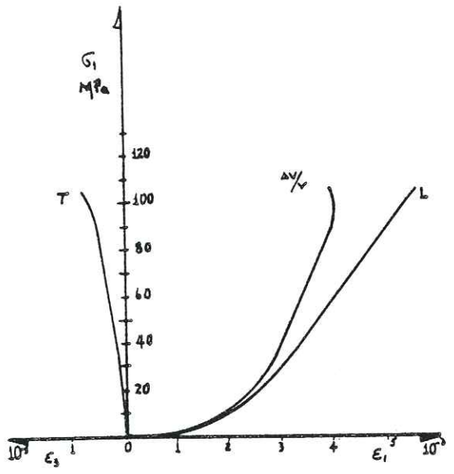


Figure 39a

Grès quartziteux à grains moyens, sollicité perpendiculairement à la stratification. Compression monoaxiale.

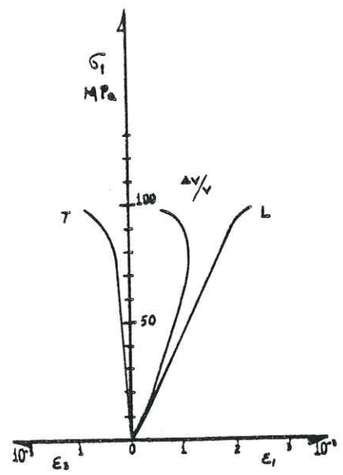


Figure 39b

Grès quartziteux à grains moyens, sollicité parallèlement à la stratification. Compression monoaxiale.

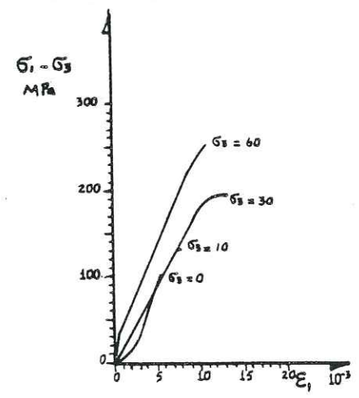


Figure 40a

Grès quartziteux à grains moyens, sollicité perpendiculairement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

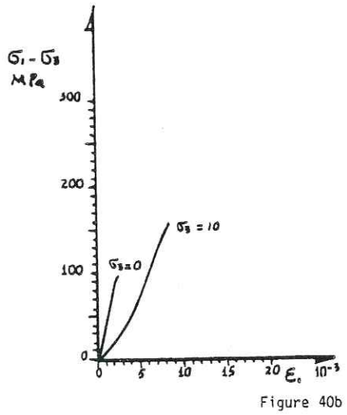


Figure 40b

Grès quartziteux à grains moyens sollicité parallèlement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

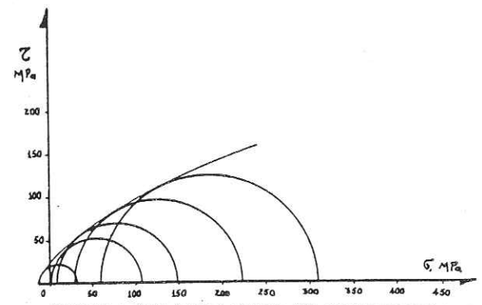


Figure 41a : Cercle de Mohr à la rupture. Grès quartziteux à grains moyens, sollicité perpendiculairement à la stratification.

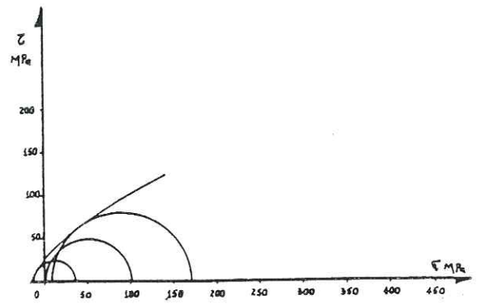


Figure 41b : Cercle de Mohr à la rupture. Grès quartziteux à grains moyens, sollicité parallèlement à la stratification.

Les tableaux 9 montrent les résultats des essais.

Les figures montrant les comportements de ce schiste ont été donnés et commentés en même temps que celles du schiste micacé (revoir figures n° 30, 31 et 32).

- Grès quartziteux à grains moyens

Les tableaux 10 montrent les résultats des essais.

Dans les figures 39, 40 et 41 nous montrons le comportement de ce grès quartziteux.

Ces figures montrent des allures bien différentes, selon quel'éprouvette soit sollicitée perpendiculairement ou parallèlement à la stratification.

Ce grès est plus résistant quand il sollicité parallèlement à la stratification ; on y trouve une déformation de 2,4 x 10^{-3}pour une rupture survenue aux 98 MPa, contre une déformation de 5,5 x 10^{-3}pour une rupture survenue aux 105 MPa quand il est sollicité perpendiculairement à la stratification.

La différence la plus importante que nous avons trouvée pour ces deux comportements reste au domaine de la limite de la phase de serrage ; en effet, elle est très importante pour une éprouvette prélévée perpendiculairement à la stratification : ε = 3,1 x 10^{-3}, σ_s = 29 MPa ; pour celle prélevée parallèlement, nous avons : ε = 0,4 x 10^{-3} ; σ_s = 16 MPa.

Nous avons aussi trouvé les rapports suivants :

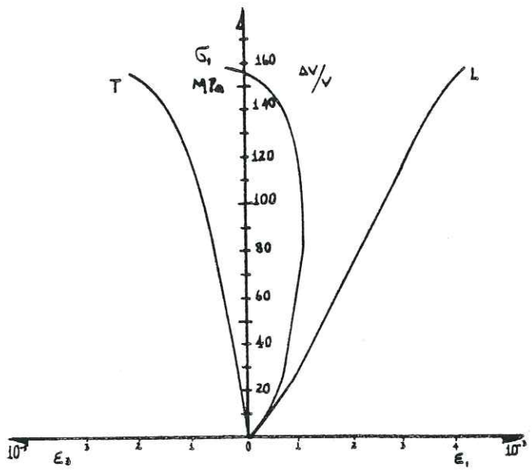


Figure 42a

Grès quartziteux à grains fins, sollicité perpendiculairement à la stratification. Compression monoaxiale.

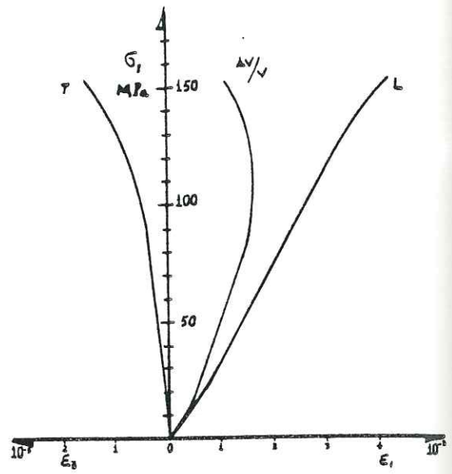


Figure 42b

Grès quarziteux à grains fins, sollicité parallèlement à la stratification. Compression monoaxiale.

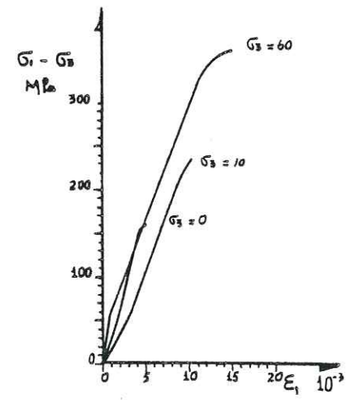


Figure 43a

Grès quartziteux à grains fins, sollicité perpendiculairement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

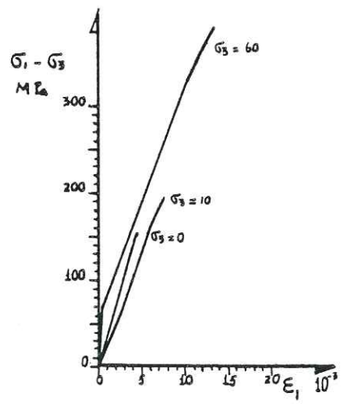


Figure 43b

Grès quartziteux à grains fins, sollicité parallèlement à la stratification pour différentes valeurs de confinement.

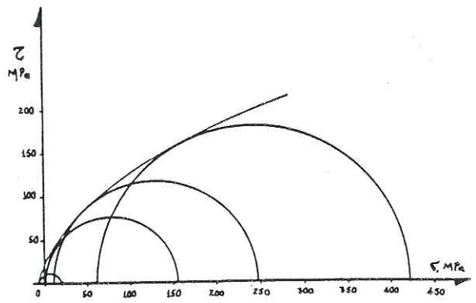


Figure 44a : Cercle de Mohr à la rupture. Grès quartziteux à grains fins, sollicité perpendiculairement à la stratification.

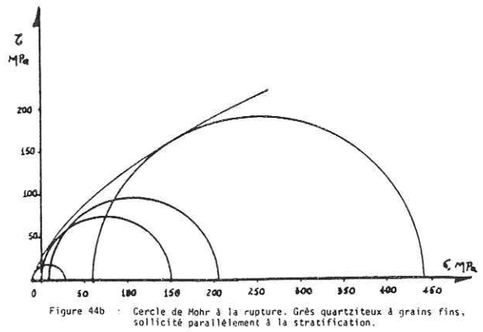


Figure 44b : Cercle de Mohr à la rupture. Grès quartziteux à grains fins, sollicité parallèlement à la stratification.

$(\sigma_r) \perp$ strat/$(\sigma_r) /\!/$ strat = 1,07

$(\sigma_c) \perp$ strat/$(\sigma_{tb}) \perp$ strat = 10,11

$(\sigma_c) /\!/$ strat/$(\sigma_{tb}) /\!/$ strat = 8,35

- Grès quartziteux à grains fins

Les tableaux 11 montrent les résultats des essais.

Les figures 42, 43 et 44 résument le comportement de ce grès.

L'analyse de ces courbes montrent que l'on est en présence d'une roche assez raide à comportement semblable qu'elle soit sollicitée perpendiculairement ou parallèlement à la stratification ; donc sans trop de risques on peut la considérer comme isotrope.

Les principaux rapports trouvés sont :

$(\sigma_r) \perp$ strat/ $(\sigma_r) /\!/$ strat = 1,03

$(\sigma_c) \perp$ strat/ $(\sigma_{tb}) \perp$ strat = 18,03

$(\sigma_c) /\!/$ strat/ $(\sigma_{tb}) /\!/$ strat = 15,28

La courbe intrinsèque à la rupture présente des allures bien rapprochées.

- Gratte

Les tableaux 12 montrent les résultats des essais.

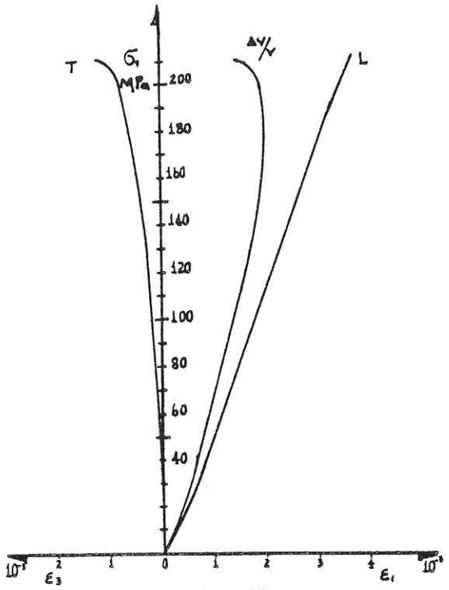


Figure 45a

Gratte sollicitée perpendiculairement à la stratification.
Compression monoaxiale.

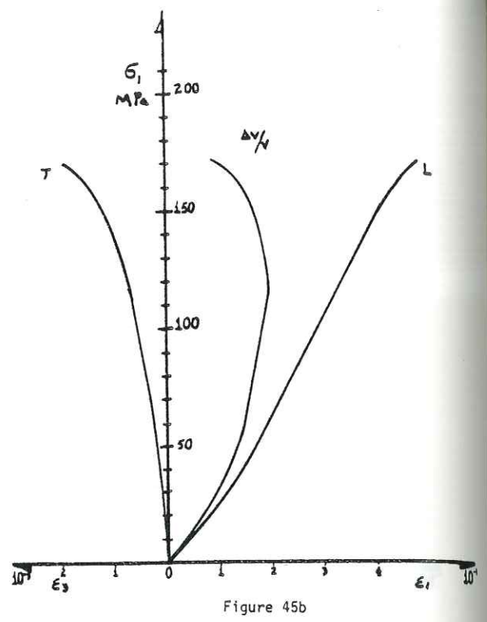


Figure 45b

Gratte sollicitée parallèlement à la stratification.
Compression monoaxiale.

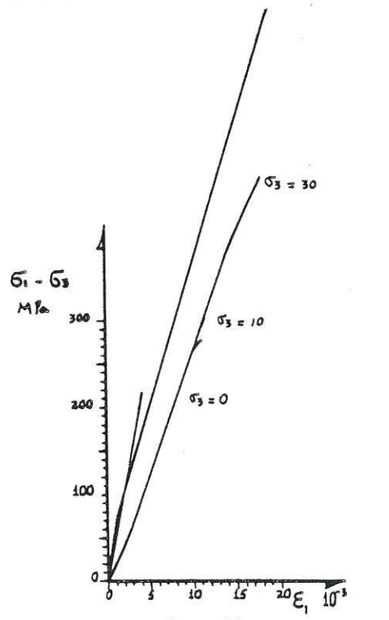


Figure 46a

Gratte sollicitée perpendiculairement à la stratification.
pour différentes valeurs de confinement.

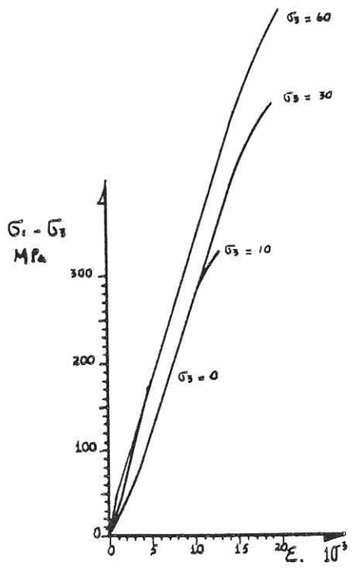


Figure 46b

Gratte sollicitée parallèlement à la stratification pour
différentes valeurs de confinement.

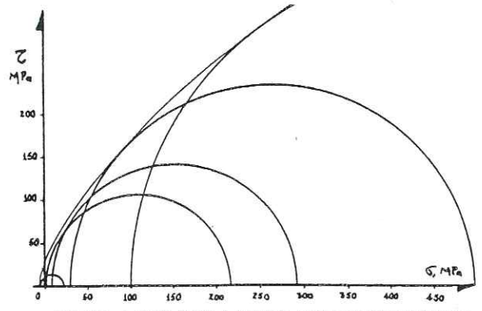


Figure 47a : Cercle de Mohr à la rupture. Gratte sollicitée perpendiculairement à la stratification.

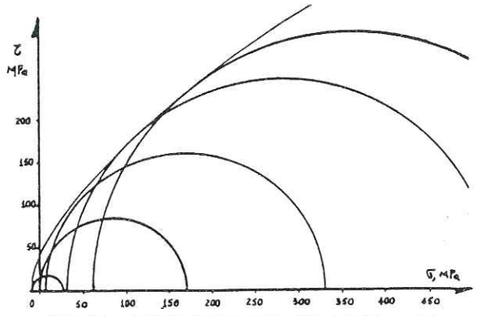


Figure 47b : Cercle de Mohr à la rupture. Gratte sollicitée parallèlement à la stratification.

Les figures 45, 46 et 47 montrent le comportement de cette gratte.

Elle est le type de roche le plus résistant que nous avons rencontré ; elle résiste les 150 MPa avant d'atteindre même la limite élastique. Elle est nettement plus raide, du moins pour les essais monoaxiaux, quand elle est sollicitée perpendiculairement à la stratification.

Pour des essais triaxiaux elle devient plus résistante pour les éprouvettes parallèles à la stratification.

On note aussi la différence des modules de Young déterminés pour les différentes contraintes de confinement : il devient de plus en plus important au fur et à mesure qu'on augmente le déviateur des contraintes, mais toutefois c'est celui déterminé à partir des essais monoaxiaux qui est le plus raide.

Les principaux rapports retenus sont :

$(\sigma_r) \perp$ strat$/(\sigma_r) \parallel$ strat $= 1,28$

$(\sigma_c) \perp$ strat$/(\sigma_{tb}) \perp$ strat $= 28,25$

$(\sigma_c) \parallel$ strat$/(\sigma_{tb}) \parallel$ strat $= 19,23$

II.4. FRAGILITE A L'USINAGE

Cette caractérisation des échantillons a été faite d'après leurs comportements en cours de l'usinage. Nous avons assimilé ceci à un RQD Labo, sachant que les longueurs minimales retenues sont celles de 40 mm.

TABLEAU N° 13 Fragilité à l'usinage

TYPE DE ROCHE	RQD Labo strat. strat	OBSERVATIONS
Schiste brillant micacé	18,35 %	L.T.F. : 218 cm ; Lm d'é. : 13 cm. Echantillon bien lité présentant beaucoup de microfissures et de passages charboneux et argileux
Grès micacé	36,76 %	L.T.F. : 270 cm ; lm d'é. : 13 cm Echantillon massif présentant peu de fissures, quelques passages charboneux et une intercalation de quartz.
Schiste noir	24,86 %	L.T.F. : 370 cm ; lm d'é. : 15 cm Echantillon assez massif présentant peu de microfissures et de gros passages pyriteux et charbonneux
Charbon	26,45 %	L.T.F. : 120 cm ; lm d'é. : 13 cm
Schiste brillant à radicelles	non déterminé	Echantillon trop fragile
Grès quartziteux à grains moyens	non déterminé	L.T.F. : 140 cm ; lm d'é. : 10,5 cm Echantillon massif ne présentant ni fissures ni intercalation
Grès quartziteux à grains fins	18,92 %	L.T.F. : 296 cm ; lm d'é. : 17 cm Echantillon lité présentant des intercalations de quartz, de microfissures et de microintercalations charbonneuses
Gratte	26,14 %	L.T.F. : 153 cm ; lm d'é. : 11,5 cm
Grès quartziteux à grains fins	40,00 %	L.T.F. : 140 cm ; lm d'é. : 12,5 cm. Echantillon bien massif présentant microfissures et passages charbonneux
Gratte	48,00 %	L.T.F. : 100 cm ; lm d'é. : 14 cm
Gratte	25,45 %	L.T.F. : 220 cm ; lm d'é. : 15 cm Echantillon à gros grains présentant une importante intercalation de quartz et de sidérose
	37,33 %	L.T.F. : 150 cm ; lm d'é. : 14,5 cm

L.T.F. : Longueur totale
lm d'é.: Longueur moyenne de l'échantillon

- Schistes brillants grossièrement micacés

TABLEAU N° 6a. Compression perpendiculaire à la stratification

contrainte mineure		σ_c, MPa	σ_d, MPa	σ_L, MPa	σ_f, MPa	E_i, MPa	E(20) MPa	ν(20) MPa
$\sigma_3 = 0$ n = 2	moy.	73,00	30,00	55,00	30,00	8210	12800	0,26
	ε.t.	1,35	1,53	6,23	6,36	2395	469	0,02
	C.V.	0,02	0,05	0,11	0,21	0,29	0,03	0,08
$\sigma_1 = 100$ n = 1		109,00		106,00				

TABLEAU N° 6b. Traction brésilienne parallèle à la stratification

		σ_{tb}MPa
n = 4	moy.	6,70
	ε.t.	0,47
	C.V.	0,07

- Schiste brillant à radicelles et végétaux

TABLEAU N° 9a. Compression perpendiculaire à la stratification

contrainte mineure		σ_cMPa	σ_dMPa	σ_LMPa	σ_fMPa	E_iMPa	E(20) MPa	ν (20) MPa
$\sigma_3 = 0$ n = 2	moy.	135	96	120	93,50	31640	37600	0,25
	ε.t.	7,20	2,50	3,30	3,15	2110	4000	0,07
	C.V.	0,05	0,03	0,03	0,03	0,07	0,11	0,28
$\sigma_3 = 300$ n = 1		297,00		245,00				
$\sigma_3 = 600$ n = 1		392,00		337,00				

TABLEAU N° 9b. Traction brésilienne parallèle à la stratification

		σ_{tb}MPa
	moy.	5,19
	ε.t.	0,10
	C.V.	0,02

- Schiste noir rubanné

TABLEAU N° 8a. Compression perpendiculaire à la stratification

contrainte mineure		σ_cMPa	σ_dMPa	σ_LMPa	σ_fMPa	E_iMPa	E(20) MPa	ν(20) MPa
$\sigma_3 = 0$ n = 4	moy.	110,00	94,00	107,00	94,00	14660	23900	0,19
	ε.t.	23,00	15,04	33,20	10,10	4420	4430	0,03
	C.V.	0,21	0,16	0,31	0,11	0,30	0,18	0,16
$\sigma_3 = 100$ n = 2	moy.	182,00		164,00				
	ε.t.	1,60		1,20				
	C.V.	0,01		0,01				
$\sigma_3 = 300$ n = 2	moy.	250,00		225,00				
	ε.t.	4,77		4,40				
	C.V.	0,02		0,02				
$\sigma_3 = 600$ n = 1		336,00		310,00				
$\sigma_3 = 1000$ n = 1		426,00		395,00				

TABLEAU N° 8b. Compression parallèle à la stratification

contrainte mineure		σ_cMPa	σ_dMPa	σ_LMPa	σ_fMPa	E_iMPa	E(20) MPa	ν(20)
$\sigma_3 = 0$ n = 2	moy.	104,00	70,00	98,00	70,00	27020	33270	0,26
	ε.t.	17,90	12,60	19,20	5,60	3847	2400	0,02
	C.V.	0,17	0,18	0,19	0,08	0,14	0,07	0,08

TABLEAU N° 8c.
Traction brésilienne
parallèle à la stratification

		σ_{tb}MPa
n = 3	moy.	9,60
	ε.t.	0,97
	C.V.	0,10

TABLEAU N° 8d
Traction brésilienne
perpendiculaire à la stratification

		σ_{tb}MPa
n = 4	moy.	7,32
	ε.t.	0,43
	C.V.	0,06

- Grès grossièrement micacé

TABLEAU N° 7a. Compression perpendiculaire à la stratification

Contrainte mineure		σ_c MPa	σ_d MPa	σ_L MPa	σ_f MPa	E_i MPa	E(20) MPa	ν(20) MPa
σ_3 = 0 n = 3	moy.	184,00	128,00	163,00	140,00	33780	44020	0,14
	ε.t.	12,70	16,20	7,60	27,80	2870	1536	0,04
	C.V.	0,07	0,13	0,05	0,20	0,08	0,03	0,28
σ_3 = 100 n = 2	moy.	286,00		240,00				
	ε.t.	11,90		0,78				
	C.V.	0,04		0,00				
σ_3 = 300 n = 2	moy.	387,00		352,00				
	ε.t.	14,32		13,56				
	C.V.	0,04		0,04				
σ_3 = 600 n = 2	moy.	534,00		420,00				
	ε.t.	13,50		18,36				
	C.V.	0,02		0,04				
σ_3 = 1000 n = 1		670,00		528,00				

TABLEAU N° 7b. Compression parallèle à la stratification

Contrainte mineure		σ_cMPa	σ_dMPa	σ_LMPa	σ_fMPa	E_iMPa	E(20) MPa	ν(20) MPa
σ_3 = 0 n = 1		180,00	142,00	167,00	140,00	33200	46860	0,10
σ_3 = 100 n = 1		250,00		242,00				
σ_3 = 300 n = 1		348,00		310,00				

TABLEAU N° 7c.
Traction brésilienne
parallèle à la stratification

		σ_{tb}MPa
n = 5	moy.	13,92
	ε.t.	0,51
	C.V.	0,04

TABLEAU 7d.
Traction brésilienne
perpendiculaire à la stratification

		σ_{tb}MPa
n = 4	moy.	10,74
	ε.t.	0,63
	C.V.	0,06

- Grès quartziteux à grains moyens

TABLEAU N° 10a. Compression perpendiculaire à la stratification

contrainte mineure		σ_cMPa	σ_dMPa	σ_LMPa	σfMPa	E_iMPa	E(20) MPa	ν(20) MPa
σ_3 = 0 n = 2	moy.	105,00	89,00	96,00	89,00	7600	24000	0,09
	ε.t.	6,80	7,12	5,70	7,00	2840	4700	0,01
	C.V.	0,06	0,08	0,06	0,08	0,37	0,20	0,11
σ_3 = 100 n = 1		145,00		136,00				
σ_3 = 300 n = 1		223,00		202,00				
σ_3 = 600 n = 1		310,00		273,00				

TABLEAU N° 10b. Compression parallèle à la stratification

contrainte mineure		σ_cMPa	σ_dMPa	σ_LMPa	σ_fMPa	E_iMPa	E(20) MPa	ν(20) MPa
σ_3 = 0 n = 2	moy.	98,00	65,00	90,00	78,00	35400	48650	0,10
	ε.t.	11,70	9,10	14,40	17,00	3300	7750	0,01
	C.V.	0,12	0,14	0,16	0,22	0,09	0,16	0,10
σ_3 = 100 n = 1		170,00		156,00				

TABLEAU N°10c
Traction brésilienne
parallèle à la stratification

		σ_{tb}MPa
n = 4	moy.	11,73
	ε.t.	0,60
	C.V.	0,05

TABLEAU N°10d
Traction brésilienne
perpendiculaire à la stratification

		σ_{tb}MPa
n = 4	moy.	10,38
	ε.t.	0,63
	C.V.	0,06

- Gratte

TABLEAU N°12a. Compression perpendiculaire à la stratification

contrainte mineure		σ_cMPa	σ_dMPa	σ_LMPa	σ_fMPa	E_iMPa	E(20) MPa	ν(20) MPa
σ_3 = 0 n = 3	moy.	217,00	130,00	190,00	130,00	23250	37150	0,07
	ε.t.	23,00	11,70	19,60	14,50	9850	8100	0,03
	C.V.	0,10	0,09	0,10	0,11	0,42	0,22	0,43
σ_3 = 100 n = 2	moy.	287,00		262,00				
	ε.t.	24,20		31,20				
	C.V.	0,08		0,12				
σ_3 = 300 n = 1		496,00		423,00				
σ_3 = 1000 n = 1		835,00		754,00				

TABLEAU N°12b . Compression parallèle à la stratification

contrainte mineure		σ_cMPa	σ_dMPa	σ_LMPa	σ_fMPa	E_iMPa	E(20) MPa	ν(20) MPa
σ_3 = 0 n = 2	moy.	169,00	118,00	161,00	118,00	21400	28300	0,09
	ε.t.	5,80	1,18	3,20	10,80	240	5500	0,02
	C.V.	0,03	0,01	0,02	0,09	0,01	0,19	0,22
σ_3 = 100 n = 1		338,00		290,00				
σ_3 = 300 n = 1		526,00		425,00				
σ_3 = 600 n = 1		664,00		556,00				

TABLEAU N° 12c
- Traction brésilienne
parallèle à la stratification

		σ_{tb}MPa
n = 4	moy.	8,79
	ε.t.	0,82
	C.V.	0,09

TABLEAU N° 12d
Traction brésilienne
perpendiculaire à la stratification

		σ_{tb}MPa
n = 4	moy.	7,68
	ε.t.	0,62
	C.V.	0,08

- Grès quartziteux à grains fins

TABLEAU N° 11a. Compression perpendiculaire à la stratification

contrainte mineure		σ_cMPa	σ_dMPa	σ_LMPa	σ_fMPa	E_iMPa	E(20) MPa	ν(20) MPa
σ_3 = 0 n = 2	moy.	156,00	80,00	140,00	90,00	16800	37600	0,11
	ε.t.	11,20	3,20	3,40	1,10	1010	1700	0,03
	C.V.	0,07	0,04	0,02	0,01	0,06	0,04	0,27
σ_3 = 100 n = 1		246,00		220,00				
σ_3 = 600 n = 1		423,00		380,00				

TABLEAU N° 11b. Compression parallèle à la stratification

contrainte mineure		σ_cMPa	σ_dMPa	σ_LMPa	σ_fMPa	E_iMPa	E(20) MPa	ν(20) MPa
σ_3 = 0 n = 2	moy.	152,00	92,00	115,00	86,00	28600	38800	0,08
	ε.t.	7,60	11,96	7,80	2,20	1210	280	0,00
	C.V.	0,05	0,13	0,07	0,02	0,04	0,01	0,00
σ_3 = 100 = 1		203,00		180,00				
σ_3 = 600 = 1		442,00		377,00				

TABLEAU N°11c
Traction brésilienne
parallèle à la stratification

		σ_{tb}MPa
n = 6	moy.	9,95
	ε.t	0,68
	C.V.	0,07

TABLEAU N°11d
Traction brésilienne
perpendiculaire à la stratification

		σ_{tb}MPa
n = 4	moy.	8,65
	ε.t.	0,36
	C.V.	0,04

CONCLUSION

Les roches encaissantes présentent des résistances en compression mono-axiale, perpendiculairement à la stratification, assez variables. Les schistes présentent les valeurs les plus faibles (73, 110 et 135 Mpa) ; viennent ensuite les grès quartziteux, 105 et 156 MPa suivant la grosseur des grains ; le grès grossier, 184 MPa, et la gratte, 217 MPa. Les résistances mesurées parallèlement à la stratification sont systématiquement moins importantes mais donnent des rapports d'anisotropie assez faibles :

$\frac{110}{104}$;	$\frac{105}{98}$;	$\frac{156}{152}$;	$\frac{184}{180}$;	$\frac{217}{169}$
1,06	1,07	1,03	1,02	1,28

Ceci, en accord avec les rapports de célérités d'ondes. Les résistances en traction, mesurées par fendage diamétral, essai brésilien, montrent également une faible anisotropie.

Lorsque l'on rapporte les résistances en traction aux résistances en compression, on note des rapports compris entre 12 et 26, ce qui traduit une forte fragilité du matériau. Cette fragilité est confirmée par l'analyse des courbes contraintes déformations, qui montrent une limite élastique proche de la contrainte de rupture (85 % en moyenne) et reconfirmée par la fragilité au cours de l'usinage comme nous le montrons dans le tableau n° 13. La rupture est toujours brutale, même pour des confinements de l'ordre de 100 MPa.

Les modules de déformation sont moyens, compris entre 14036 et 59290 MPa pour le module tangent à 0,5 σ_c, ce qui fait que, compte tenu des résistances assez élevées, le rapport de modules, au sens de MILLER et DEERE est moyen, de l'ordre de 200.

En conclusion, les roches encaissantes présentent des résistances assez élevées et des modules moyens ; elles sont assez fortement fragiles et, dans les conditions de massif, on peut considérer qu'elles auront un comportement élastique fragile. Par ailleurs, le massif peut être considéré isotrope.

A noter que les essais ont été effectués pour des vitesses de montée en charge de 10 MPa/mn ce qui a, certainement, influencé les résultats, en donnant des résistances plus importantes que celles susceptibles d'intervenir, à long terme.

Le charbon, n'ayant pas pu faire l'objet d'essais, nous prendrons, par référence à la bibliographie, les valeurs suivantes :

σ_c = 27 MPa
σ_t = 2,7 MPa
E_1, E_2 = 24 x 10^2 MPa
ν_1, ν_2 = 0,25

La couche se comportera donc comme un matériau beaucoup plus déformable et moins résistant que les roches encaissantes.

CHAPITRE III

DEFORMATION DES VOIES

LES MESURES FAITES

INTRODUCTION

Les mesures de la convergence et de l'expansion servent à déterminer l'ampleur des mouvements relatifs des parois d'une voie, son état de conservation, tout en restant simples, précises (≃1 mm) et de facile adaptation aux conditions toujours difficiles des chantiers miniers.

Dans le cadre de notre étude, nous avons suivi des mesures de convergence et de fluage dans 5 voies et repris celles faites par les services de la mine dans 3 autres, mesures d'expansion comprises. Ces mesures ont été réalisées dans des voies de différentes natures et à différents moments de leur existance depuis les jours du creusement jusqu'au moment de l'exploitation et même après.

Nous avons suivi ces mouvements dans le but de déceler la tendance de leur progression afin de déterminer les moments des éventuels renforçages.

III.1. NATURE DES MESURES

III.1.1. Les convergences

L'une des mesures les plus couramment utilisées pour caractériser l'état de conservation d'une voie souterraine est la mesure des convergences.

Celle-ci n'est plus que la mesure du rapprochement de deux repères ancrés au terrain, perpendiculairement aux strates. Moins la convergence est grande, plus la voie est stable.

On définit la convergence par rapport à deux instants bien précis, t_1 et t_2 :

$$C_{t_1}^{t_2} = d_1 - d_2 \text{ (mm)},$$

si à l'instant t_1 les deux repères étaient à la distance d_1, à l'instant t_2, ils ne seront plus qu'à une distance d_2.

D'habitude, les deux points-repères constituant le doublet, ne sont ancrés que de 30 cm ; à la mine, suivant les indications de Mr RAFFOUX, ils utilisaient des boulons de 60 cm.

III.1.2. Les Fluages

Une autre sorte de convergence connue sous le nom de fluage rend compte du rapprochement de repères disposés parallèlement aux strates ; nous en avons suivi quelques exemples bien qu'il y ait ici un angle non nul entre la ligne de repères et celles des strates.

Tant les mesures de convergence que celles de fluage ont été définies dans un gisement en plateure où l'on mesurait pour les premières le rapprochement entre toit et mur, et, pour les deuxièmes, celui entre les deux parements. Ici, ce n'est pas le cas car il s'agit d'un gisement penté mais malgré tout on applique cette procédure.

Notre méthode pour suivre ces déplacements, a consisté à sélectionner les stations de mesure parmi les nombreux boulons déjà mis en place auxquels nous avons ajouté un crochet permettant de faire la mesure

à la simple corde à piano. Du fait de l'utilisation de ces boulons, nous avions un ancrage de 180 cm.

Les avantages retirés de notre méthodologie sont : premièrement, qu'on pallie les problèmes posés par la grande dispersion des mesures superficielles dûes à la désagrégation du terrain ; et enfin, qu'une seule personne suffit pour suivre un très grand nombre de stations évitant ainsi d'envisager d'autres campagnes plus encombrantes et coûteuses.

III.1.3. Les expansions du toit

Elles constituent une autre sorte de mesures dans lesquelles on est interessé à suivre le mouvement du terrain à l'intérieur même du massif et perpendiculaire aux strates.

Le principe de la méthode est simple : on repère la position exacte de deux points, l'un situé au parement et l'autre à une certaine distance à l'intérieur d'un trou de forage perpendiculaire aux strates, les 2 points étant liés soit parce qu'ils appartiennent à un même câble métallique, soit parce qu'ils appartiennent à un même boulon ; on mesure le déplacement relatif de ces deux points. A La Mure, seuls des boulons ont été utilisés.

La mesure de cette expansion du toit intègre la flexion des strates, leur feuilletage et les multiples fissurations survenues dans la roche. De ce fait, elle constitue un élément essentiel pour l'appréciation générale de l'état du toit et de son évolution.

Pour l'expansion, nous avons l'expression :

$$\varepsilon_{t_1}^{t_2} = h_1 - h_2 \quad \text{(mm)}$$

D'habitude, on s'intéresse aux mouvements relatifs de plusieurs points et pour cela, on utilise, soit un même trou, ou à la distance désirée, on introduit une araignée métallique permettant l'accrochage d'un câble et le passage des autres situés au-dessus (on utilise autant d'araignées que le nombre de points que l'on veut étudier), soit plusieurs trous parallèles.

La méthode utilisée à la mine a constitué à ancrer des boulons de 2,50 m ou de 3,00 m en leur laissant un bout de 75 cm au départ, muni d'une bande de scotchlight.

Ces mesures d'expansion sont en général accompagnées d'une étude endoscopique de l'état de fissuration tout au long d'un deuxième trou foré à proximité.

III.1.4. La hauteur restante

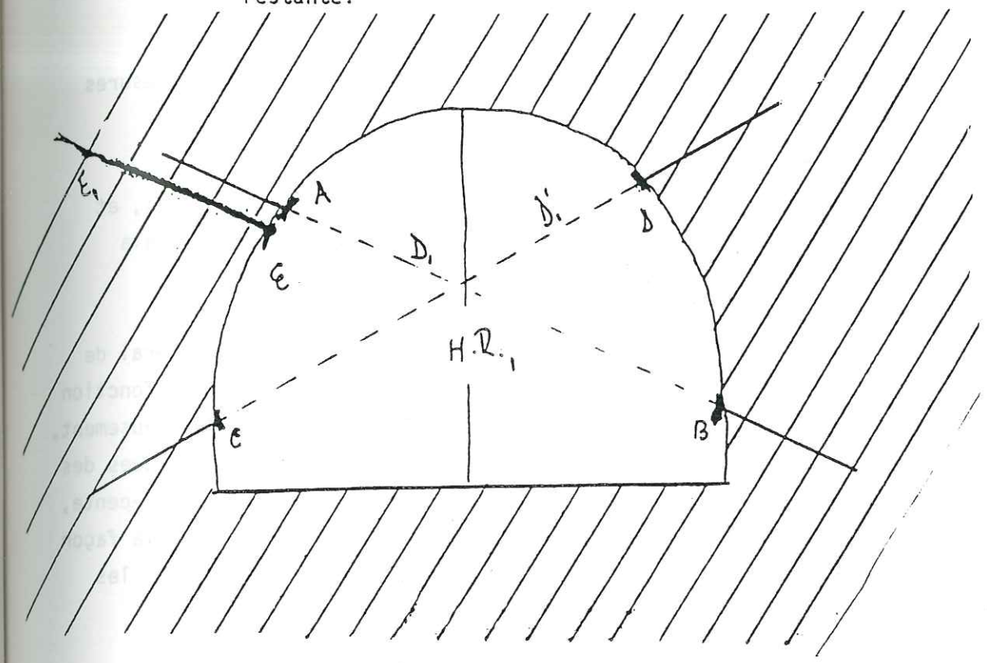
La hauteur restante est la mesure, à un certain moment, du rapprochement entre deux points situés l'un à la couronne et l'autre à la sole d'une voie. Le principe de mesure est le même que celui de la convergence.

Nous ne disposons que de trop peu de ces mesures.

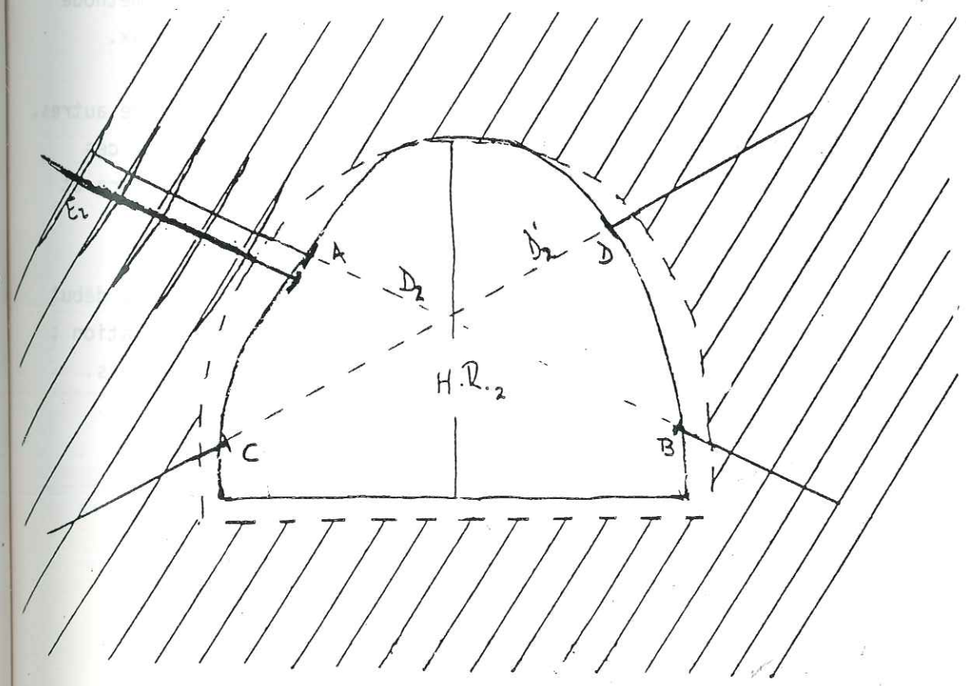
Les figures 48a et 48b montrent une station de mesures.

Il faut signaler que toutes ces mesures sauf l'expansion, n'étant que des mesures relatives, il est impossible de déceler la part correspondante à chacun des parements couronne ou sole. Par ailleurs, du fait qu'elles sont ponctuelles, une surveillance plus approfondie s'impose si l'on veut connaître l'état réel de la dégradation des voies où elles sont placées. Par exemple, on peut compléter les renseignements regroupés, par le biais des mesures visuelles où l'on apprécie la déformation du soutènement, la formation de vides et de flexures et les ruptures de la grille.

Figure 48 : Station de mesures : convergence, fluage, expansion, hauteur restante.



Instant t_1



Instant t_2

Cette façon de caractériser la tenue d'une voie par ces mesures dérive du fait que l'on peut :

- envisager un nombre important de stations,
- traiter facilement et rapidement les données recueillies, et
- interpréter les résultats et agir très rapidement, si cela s'avère nécessaire.

Bien évidemment, les grandeurs de ces mesures, et en général de toutes les déformations survenues sur les voies souterraines, sont fonction de plusieurs paramètres dont la vitesse d'avancement du front de creusement, la méthode utilisée pour ce creusement, les caractéristiques mécaniques des terrains entourant la voie, les caractéristiques de la voie creusée -pente, profondeur, hauteur, largeur-, la géologie, la tectonique ainsi que la façon et la rapidité avec lesquelles le soutènement est mis en place, sont les plus importants.

Au moment de l'exploitation, il faut y ajouter la puissance de la couche exploitée, le traitement de l'arrière taille, la vitesse, la méthode d'exploitation et la localisation de la voie par rapport à ces travaux.

Des chercheurs comme Mrs SCHWARTZ, CHAMBON et RAFFOUX, entre autres, sont parvenus à quantifier statistiquement l'influence de certains de ces paramètres dans le but d'arriver à prévoir la grandeur de la convergence et de l'expansion à n'importe quel moment de la vie de la voie.

Nous n'avons retenu que leurs expressions correspondantes au début du creusement de la voie et aux phases du passage du front d'exploitation ; cela pour comparer les grandeurs théoriques à celles réellement obtenues.

III.2. EVOLUTION DES CONVERGENCES ET DES EXPANSIONS. EXPRESSIONS TROUVEES DANS D'AUTRES GISEMENTS

L'évolution des convergences et des expansions dans le temps, pour une station de mesure donnée, est liée aux différentes phases de travaux : le creusement, l'avant passage, le passage et l'après passage de la taille.

a. Le creusement

Pendant le creusement et hors de toute autre influence, la convergence et l'expansion dans une section de galerie donnée augmentent avec le temps ou avec la distance de la station au front de creusement, suivant une courbe dont l'allure est représentée dans la figure 49. On atteint une certaine stabilisation des mouvements à une centaine de mètres en arrière du front.

Cette forme de courbe est passible d'un ajustement logarithmique qui permet d'écrire, d'après Mr SCHWARTZ :

$$C_{v(t)} \text{ ou } \varepsilon_{(t)} = A \log (1 + t/t_o)$$

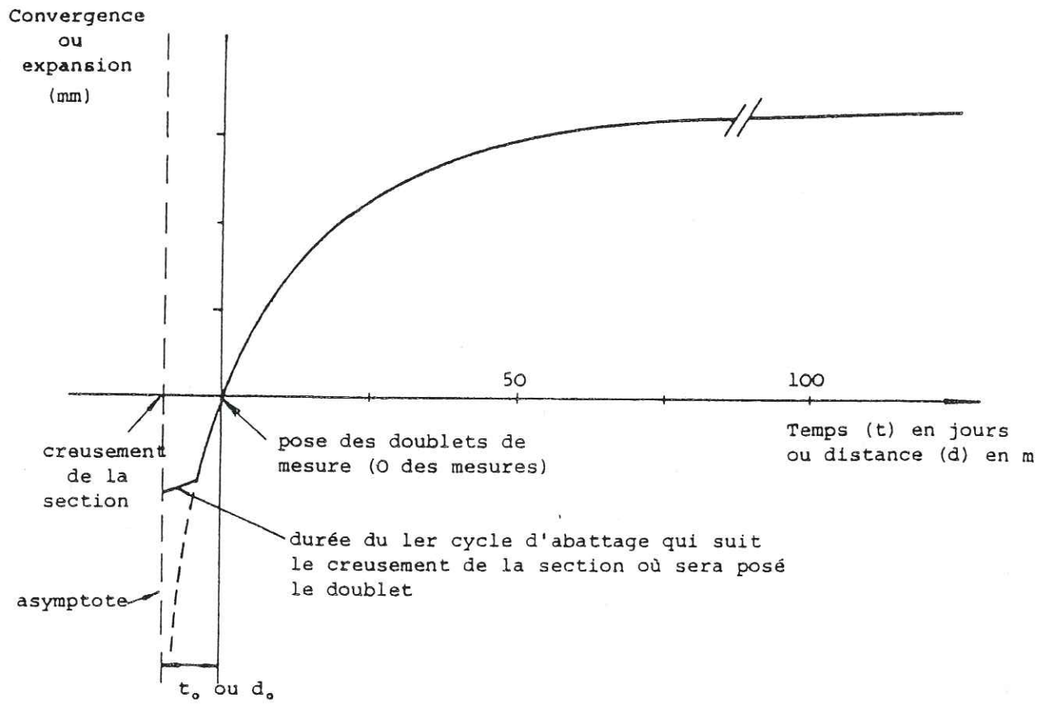
et

$$C_{v(d)} \text{ ou } \varepsilon_{(d)} = A' \log (1 + d/d_o)$$

en prenant pour origine des temps t_o, ou de distance au front d_o, le moment de l'abattage suivant la pose des repères. t_o et d_o peuvent aussi être définis par la relation : t_o ou $d_o = 24/f$; f étant la vitesse d'avancement.

A et A' (paramètres d'amplitude), sont des constantes à définir à partir de deux mouvements (C_7 et C_{14} habituellement)
t : temps en jours, depuis le creusement
d : distance front-station.

Figure 49 : Forme générale de l'évolution des mouvements au creusement en fonction du temps ou de la distance au front, d'après RAFFOUX.



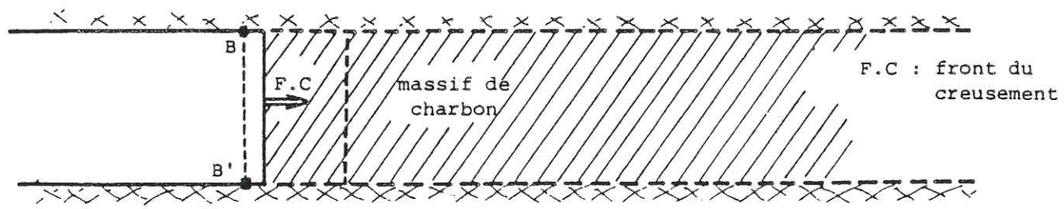
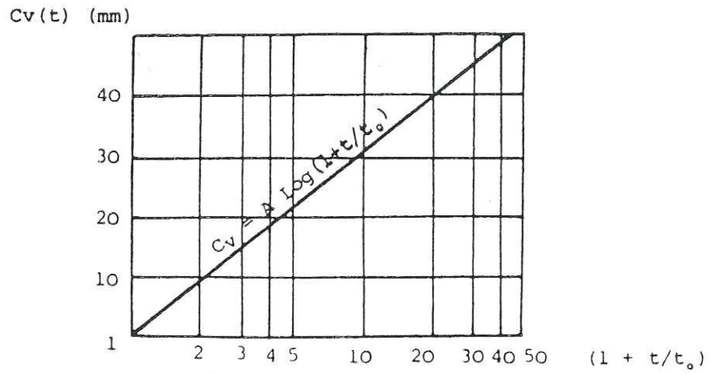


Figure 50 : Courbe $C_{V(t)}$ en coordonnées semi-logarithmiques, d'après SCHWARTZ.



La figure 50 est la représentation de cette courbe sur un graphique semi-logarithmique (avec $1 + t/t_o$ ou $1 + d/d_o$ en abscisses logarithmiques); A ou A' est la pente de la droite ; t_o ou d_o la distance du point origine des temps ou des distances -ici le tir suivant- à l'asymptote verticale de la courbe logarithmique.

Toutefois, Mr SCHWARTZ signale des exceptions à ce comportement : celles où l'on ne trouve plus de déformations de type logarithmique mais de type hyperbolique ou linéaire .

b. L'exploitation

Le moment de l'exploitation venu, les déformations évoluent d'une manière plus accentuée comme montré sur la figure 51.

La courbe des déformations en fonction de la distance au front de taille, comptée négativement quand la taille n'a pas atteint la station et positivement ensuite, est une courbe en S dont on distingue les trois phases suivantes : (Ces intervalles pour les différentes branches de cette courbe ont été présentés dans le rapport de synthèse I du groupe Recherches sur les Pressions de terrains de la CECA à Luxembourg en 1969.)

- La phase d'avant passage $(0 < d < -10)$

Quand la taille n'a pas encore atteint la station de mesure ; la courbe des déformations est de la forme exponentielle

$$C_{V_{-d}}^{-10} \quad \text{ou} \quad \varepsilon_{-d}^{-10} = A\, e^{-d/u}$$

où A est un paramètre lié à la taille qui caractérise l'amplitude de la convergence et u un paramètre caractéristique de la voie qui rend compte de la distance à laquelle une influence sensible de la taille apparaît.

VUE EN PLAN DE LA PROGRESSION D'UNE TAILLE

PAR RAPPORT A UN DOUBLET DE MESURE

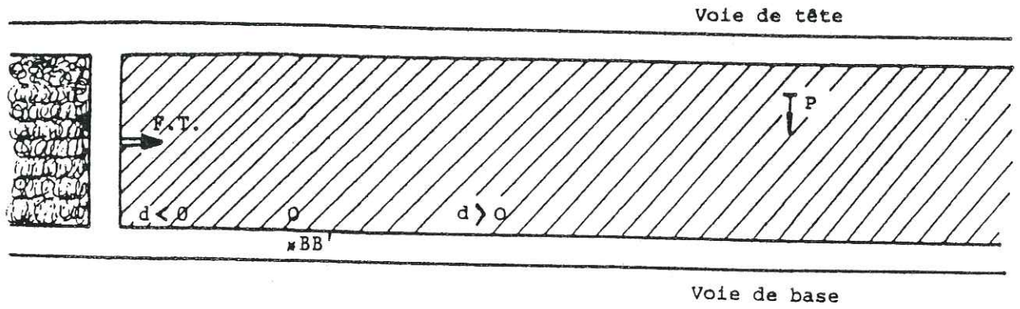
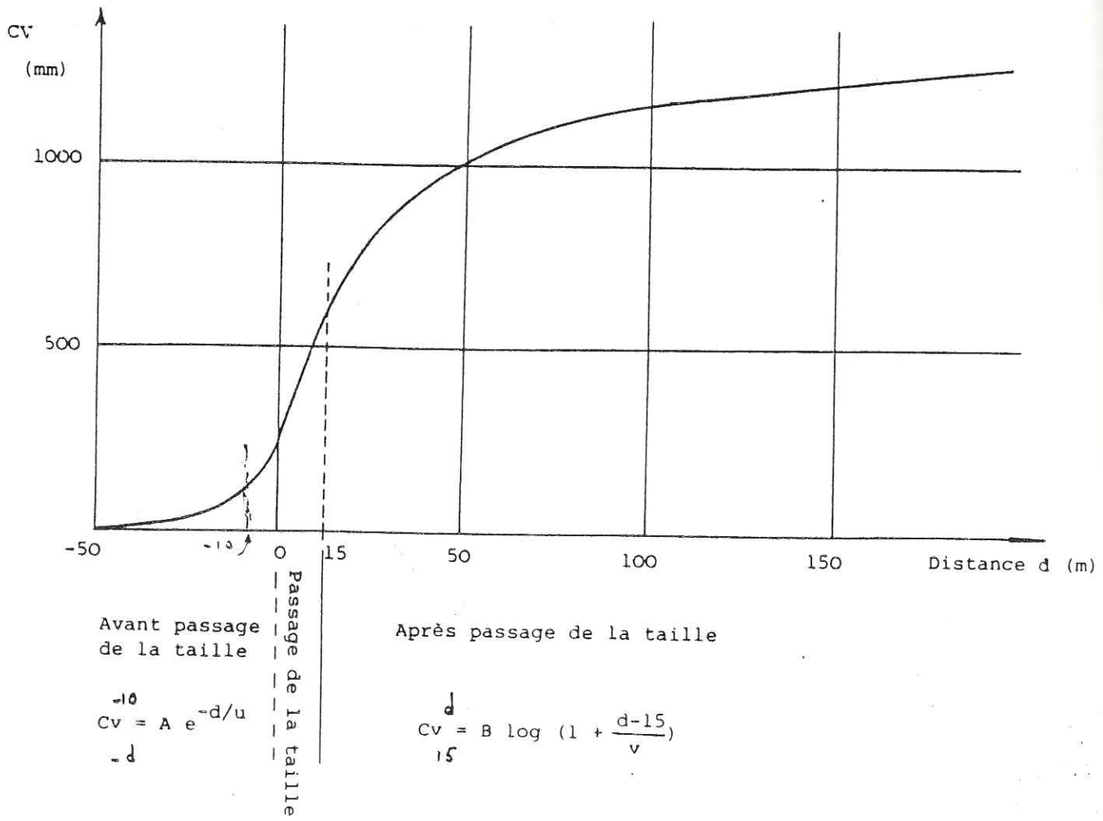


Figure 51 : Courbe de convergence (ou d'expansion) en fonction de la distance du front de taille au doublet, d'après RAFFOUX.



Ce type d'évolution traduit la fissuration et l'écrasement des deux côtés de la voie sous l'effet de l'augmentation des contraintes dues à l'approche de la taille. Cet écrasement provoque un rapprochement des épontes de plus en plus prononcée et qui s'amorce, en général, à une trentaine de mètres en avant du front.

- Le passage de la taille

Quand la taille est à environ 10 m avant le point 0 de la figure précédante et jusqu'à une quinzaine de mètres après, l'évolution est linéaire ; cette linéarité correspond à une étude statistique sur les valeurs très dispersées trouvées dans cet intervalle (-10, 15).

$$C_{V\,-10}^{15} \quad \text{ou} \quad \varepsilon_{-10}^{15} = A\,d$$

Cette phase se caractérise par : A, pente de la droite.

L'enlèvement du charbon d'un côté de la voie provoque le basculement du toit qui augmente jusqu'à bien serrer les parements entre couronne et sole.

Les déformations sont proportionnelles à cet affaissement du toit.

- La phase d'après passage (d > 15 m)

Cette phase, caractérisée par un amortissement des mouvements freinés par les piliers, est décrite souvent par une loi logarithmique de la forme :

$$C_{V\,15}^{d} \quad \text{ou} \quad \varepsilon_{15}^{d} = B \log\left(1 + \frac{d-15}{v}\right)$$

où v est l'amortissement de la courbe et B l'amplitude des mouvements.

III.3. APPAREILS DE MESURE

Un avantage de caractériser la tenue de la voie par les méthodes que nous venons de décrire, est la simplicité des appareils utilisés pour la mesure : un décamètre, un mètre, une corde à piano ou une canne à convergence suffisent pour la plupart d'entre elles ; pour l'étude de la fissuration du toit, on utilise un appareil déjà sophistiqué, l'endoscope.

Nous décrirons dans cette partie la canne à convergence, la corde à piano et l'endoscope. Les autres appareils s'expliquant par eux-mêmes

III.3.1. La canne à convergence

Elle est constituée par deux ou trois barres rigides, creuses, logées l'une dans l'autre ; ces barres sont graduées en mm et à chaque bout une petite pointe permet l'appui facile sur les deux repères.

Pour faciliter la lecture on peut fixer la valeur grâce à une aiguille, qui en bloquant les mouvements des barres, permet la manipulation de la canne.

Pour s'en servir, on est obligé de travailler à deux.

La figure 52 représente une de ces cannes.

III.3.2. La corde à piano

Elle est constituée d'un câble d'acier dont un bout est soudé à un crochet qui permet de l'encastrer avec une rondelle mise au boulon.

L'avantage d'utiliser cette corde est qu'une seule personne suffit pour faire la mesure ; par contre, on perd en précision, la validité de la

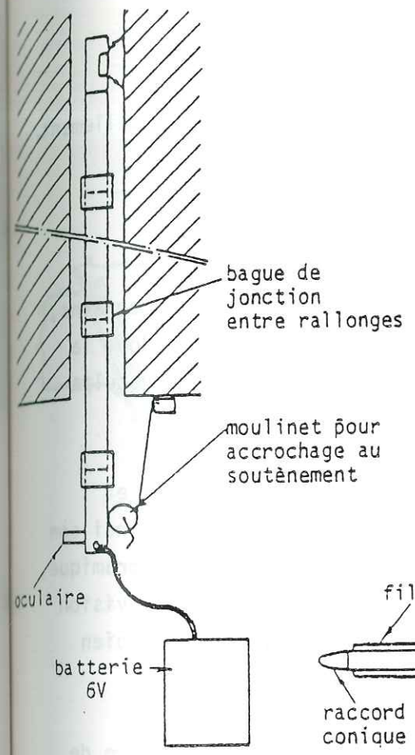


Figure 52 : La canne à convergences.

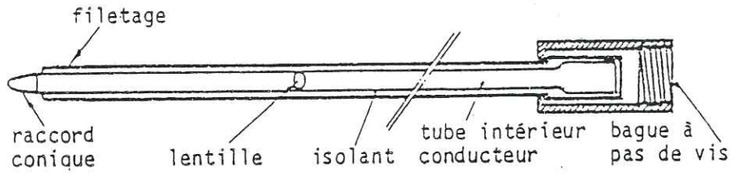


Figure 53 : L'endoscope.

TETE DE VISION LATERALE :

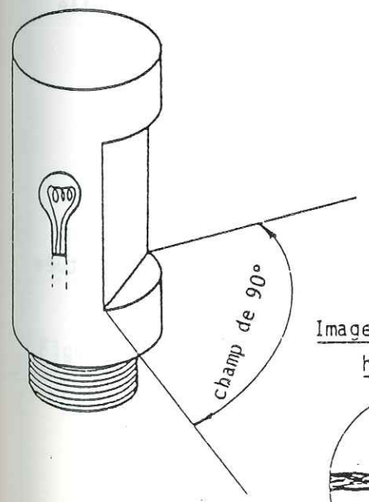


Image d'une fissure horizontale

TETE PANORAMIQUE DE VISION ANNULAIRE :

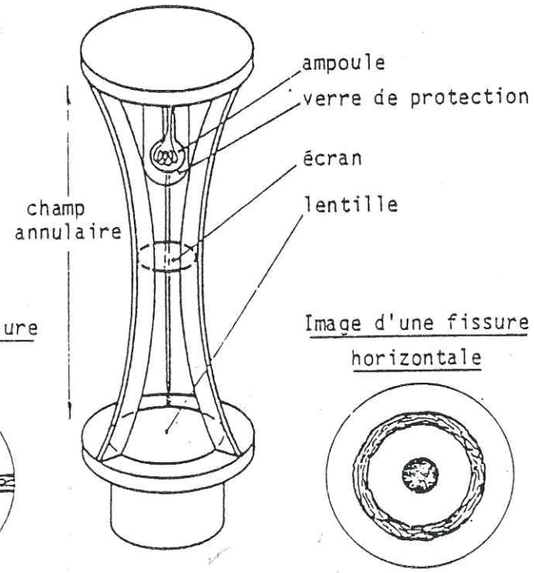


Image d'une fissure horizontale

mesure dépendant de l'état de tension, laquelle, étant appliquée manuellement, ne peut être que difficilement contrôlée.

III.3.3. L'endoscope (Fig. 53)

C'est un instrument qui permet l'observation interne des terrains, grâce à un système optique. Il est, en quelque sorte, un périscope dont la constitution tubulaire est adaptée à son usage bien particulier, auscultation des trous forés dans la roche (détection de discontinuités).

Il est constitué par un oculaire, par plusieurs rallonges et par une tête lumineuse pour éclairer la surface du trou permettant ainsi son observation sur quelques centimètres. La tête peut être à vision panoramique, donnant l'image d'une zone annulaire située au-delà de la tête ou à vision latérale, plus précise, mais ne permettant que l'étude dans un champ bien réduit.

La longueur maximale atteinte par cet appareil est de l'ordre de 4,0 m.

Les trous, ayant tendance à s'obstruer par chute d'écailles ou décalage des strates, doivent être forés à 50 mm pour permettre le facile accès de l'endoscope de 35 mm de diamètre.

L'observation d'un sondage est longue, une heure.

III.4. VOIES ETUDIEES

Nous allons maintenant rapporter l'étude que nous avons effectuée dans certaines voies : celles-ci sont :

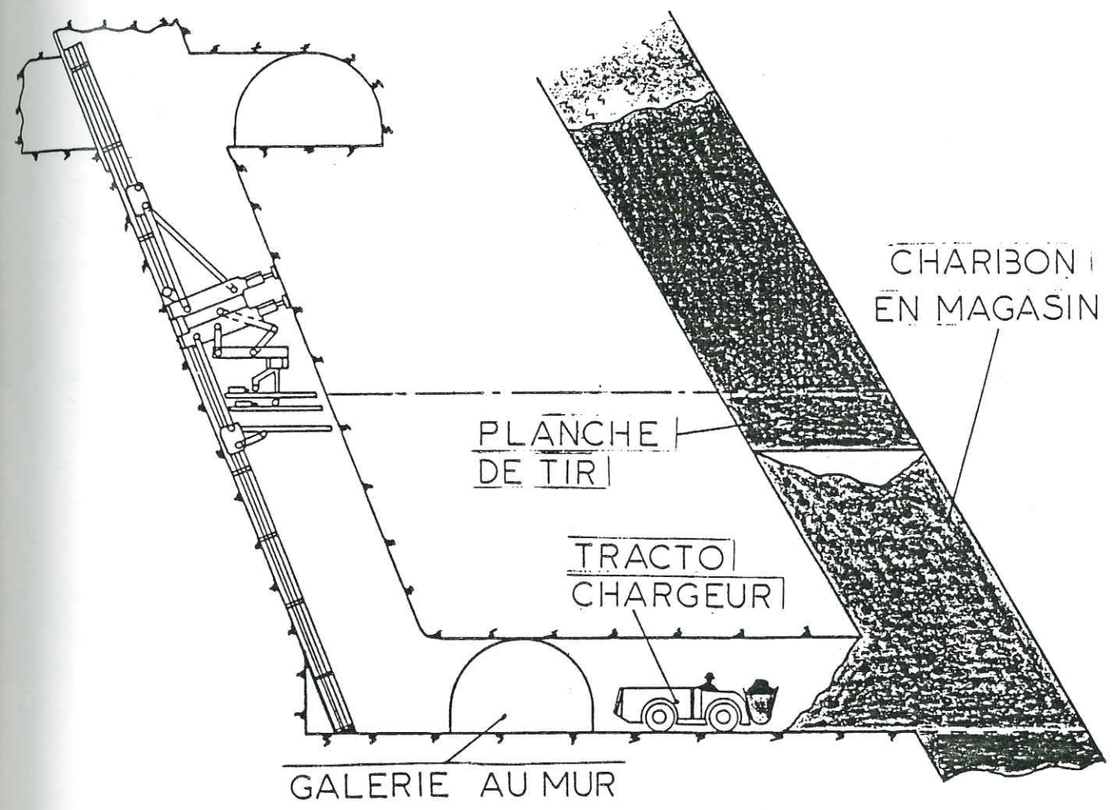


Figure 54 : Schéma d'exploitation par cheminées de tir, d'après le Service Essais, mine de la Mure.

TABLEAU N° 14. Renseignements généraux

Voie	Profondeur	Section	Type de soutènement	Date de creusement	Terrain	Tenue	Observations
Ch.21000	600 - 650	16 m²	boulons	1981	Schiste Grès	bonne	Venue d'eau entre les stations de mesure 5 et 6.
Ch.23000	600 - 650	12 m²	cintres boulons	Juillet 1977 Novemb. 1978	Schiste Grès Charbon	mauvaise à la tête et jusqu'au milieu bonne ailleurs	Le schiste a beaucoup tendance à fluer. La présence de failles et de passages charbonneux a demandé un cintrage.
Ch.23200	650	12 m²	cintres boulons	1979 Mai 1980	Grès quartzit. Gratte	bonne avant l'exploitation	Présence de CO_2 (D.I.)
Ch. 7500	560	10 m²	cintres	Janvier 1976 Mars 1977	Grès	mouvements déjà avec une tendance à la stabilisat°.	
Ch. 5500	560	10 m²	cintres boulons	Mars 1978 Septemb.1979	Schiste Grès Gratte	bonne avant l'exploitation	Présence de CO_2 (D.I.)
Ch. 5300	500	10 m²	cintres boulons	Mai 1978 Novemb. 1979	Grès	bonne	
Ch.7400 N	460	10 m²	cintres boulons	début à fin Sept. 1977	Grès quartziteux Gratte	bonne avant l'exploitation	
Rioux 21	750	10 m²	cintres	Novembre 1978 Janvier 1979	Schiste		

Les descenderies 21000 et 23000 ont une pente de 12° et une orientation de S 10° E

Les autres voies sont horizontales et leurs orientations sont sensiblement Nord-Sud.

- Voies de desserte

. Descenderie 21000
. Descenderie 23000

- Voies d'exploitation

. Chuzins 7400 Nord
. Chuzins 23200
. Chuzins 7500
. Chuzins 5500
. Chuzins 5300
. Rioux bloc 2, niveau 21

Quelques unes de ces voies sont liées et correspondent à l'exploitation d'une même tranche ; c'est le cas pour celles de Chuzins 23200 et 7500 constituant respectivement la voie de base et la voie de tête, et pour celles de Chuzins 5500 et 5300 dans lesquelles on observe la même situation que celle citée précédemment (Figure 54). (se rapporter au chapitre I.)

Dans le tableau n° 14, nous donnons quelques renseignements faciles à tabuler ; par la suite, nous ferons une étude plus approfondie, pour chacune des voies.

III.4.1. Quartier des Chuzins

a. Descenderie 21000

- Qualité des terrains traversés. Caractéristiques de la voie

Voie de desserte qui rejoindra les niveaux 17 et 20, est un travers-bancs penté, dirigée vers le sud dans lequel bien qu'on localisa un peu de schistes à gauche en descendant, tout au début et à la fin, on a pu remarquer presque partout du grès, aucun passage charbonneux et peu de faille. A 55 m de la tête, on observe une zone mauvaise présentant un écoulement d'eau.

Les voies environnantes, les plus importantes, sont celles correspondant à l'infrastructure du niveau 17 qui passent à côté. Aucune voie d'exploitation ne se trouve à moins d'une trentaine de mètres.

Toutes ces conditions laissent à prévoir une bonne tenue de la voie même si dans les zones schisteuses on assiste à une forte flexure..

- Soutènement

Tout le soutènement est assuré par des boulons de 1,80 m de long et 20 mm de diamètre, à tige nervurée, accompagnés généralement de 2 cartouches de résine et mis en place tout de suite après le creusement ; la densité atteinte est d'un boulon au mètre carré ; par rangée il y a 11 boulons. Ces boulons sont accompagnés d'une grille de 10 x 10 x 0,5 cm, le contact étant assuré par deux plaques planes dont l'extérieur est de 20 x 20 x 0,5 cm et l'intérieur de 30 x 30 x 0,5 cm, le plus souvent.

- Chronologie

Cette voie a été commencée début 1981 et fin de cette même année, elle arrivait à 5 m plus bas que la station 16. Les mesures ont été prises tout au long de 1982, c'est-à-dire un an après son creusement, et elles ont duré un an.

- Etude des courbes

Pour cette voie, nous avons relevé des mesures de convergence et de de fluage. Nous en avons déterminé 16 stations pour les mesures de la convergence et seulement 4 pour celles du fluage.

Pour la convergence, nous avons pu définir 2 tendances : l'une correspondant aux stations grès-schiste caractérisées par un gradient de

déformation plus importante (de l'ordre de 71 mm au bout d'une année), l'autre correspondant à celles grès-grès où la déformation est moins importante (vers les 52 mm). Comme exemple de ces deux tendances, nous montrerons ce qui se passe aux stations 11 et 14, par les courbes de la figure 55a.

Pour les fluages, nous avons aussi trouvé deux tendances, l'une se rapportant à la condition grès-grès (où celui-ci est plus important que la convergence, un 25 % à peu près au bout d'un an) et l'autre apparemment associée à la condition schiste-grès (où il est moins important). Les stations 11 et 13 semblent représenter bien ces deux cas (Figure 55b).

Puisque les grandeurs trouvées dans ces stations représentent bien la moyenne de celles trouvées pour toutes, nous les avons choisies pour caractériser le comportement général de la voie. Une analyse statistique nous a permis d'aboutir aux expressions suivantes, pouvant rendre compte du phénomène :

1. $C^{2ans}_{1an} = 0,16\ t + 1,24$

   ρ^2 : coefficient de corrélation : 0,89

2. $f^{2ans}_{1an} = 0,21\ t - 2,86$

   $\rho^2 = 0,86$ pour les stations à faible déformation grès-grès

3. $C^{2ans}_{1an} = 0,24\ t + 1,19$

   $\rho^2 = 0,93$

4. $f^{2ans}_{1an} = 0,15\ t - 2,02$

   $\rho^2 = 0,93$ pour celles à une déformation plus importante, grès-schiste.

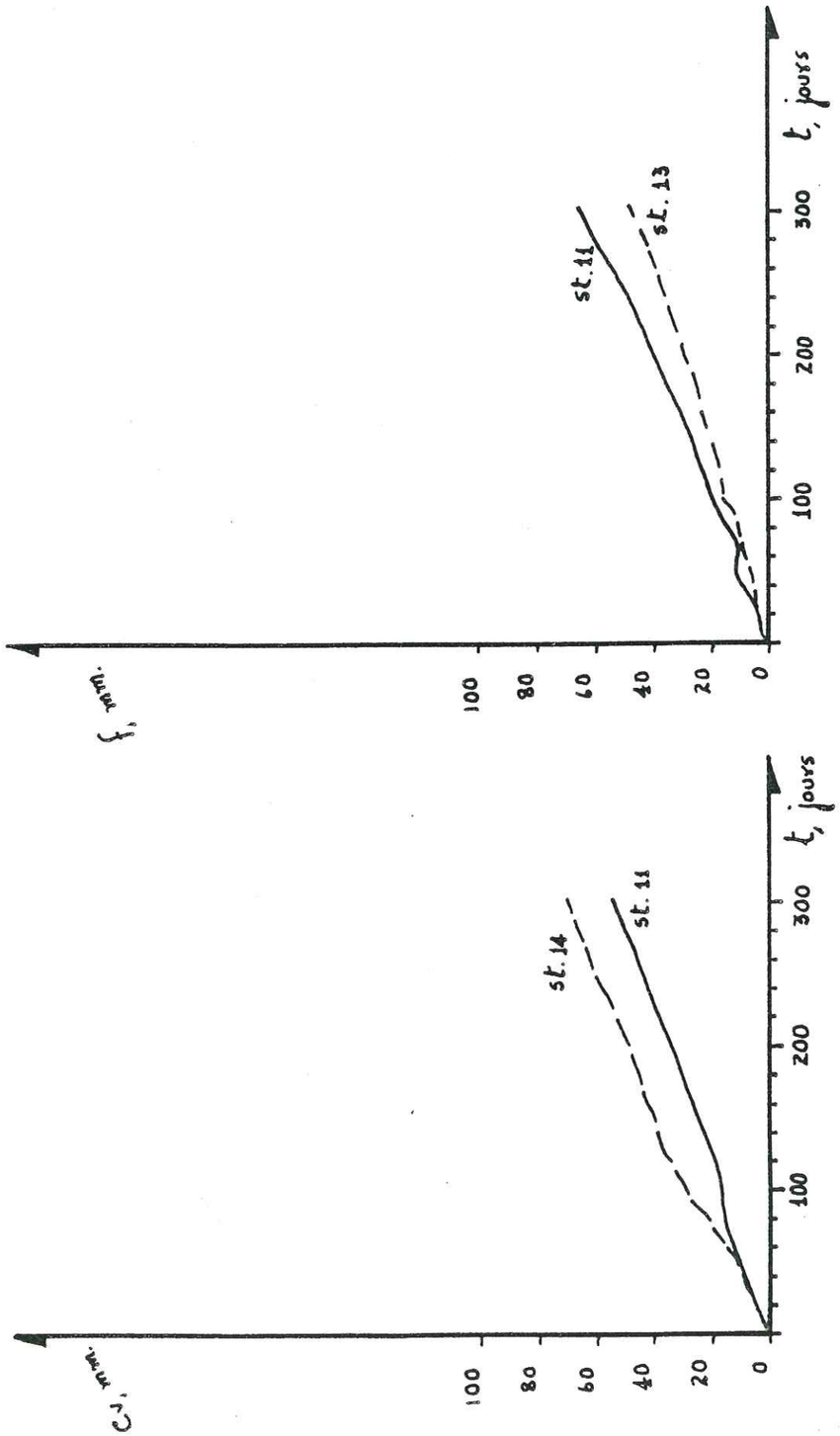


Figure 55b : Descenderie 21000. Courbe de fluages.

Figure 55a : Descenderie 21000. Courbe de convergences.

Des coefficients de corrélation aussi élevés garantissent la validité des relations trouvées.

En analysant la tenue de cette voie, nous avons conclu qu'elle est bonne car on y trouve peu de dégâts, qu'il s'agisse de vides, de flexures ou de rupture de la grille. A ce propos, on note :

. entre les stations 1 et 3 de même qu'entre celles 13 et 16, une zone de flexure, côté parement gauche descendant, due à la présence de schistes ; du côté parement droit et de la couronne, aucun dégât ;

. entre les stations 5 et 6 une coulée d'eau qui a demandé une protection plus importante jusqu'à la fin de nos mesures elle ne présentait pas d'effets nuisibles sur la voie ;

. partout ailleurs, aucun dégât.

D'autre part, les essais de tractions effectués sur les boulons, ont donné d'excellents résultats puisque la plupart d'entre eux tiennent à plus de 100 KN.

Dans les figures 56 et 57, nous donnons la position des stations de mesures tout au long de la voie ainsi que son profil à 5 dates, les jours 28, 64, 119, 209 et 302 (ce profil correspond à la grandeur des rapprochements perpendiculaires aux strates au cours du temps ; son intérêt reste sur l'appréciation rapide de la déformation atteinte tout au long de la voie à un moment donné), le jour 0 étant le 1er Janvier 1982. Le jour 28 correspond au 4 Février 1982.

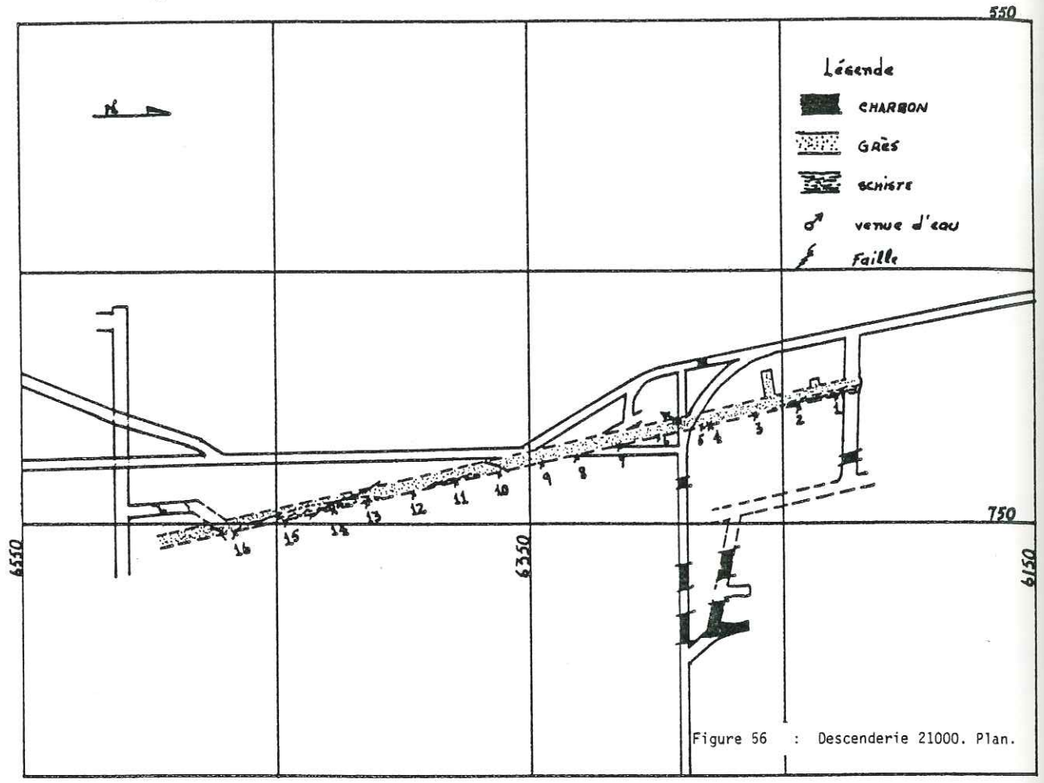
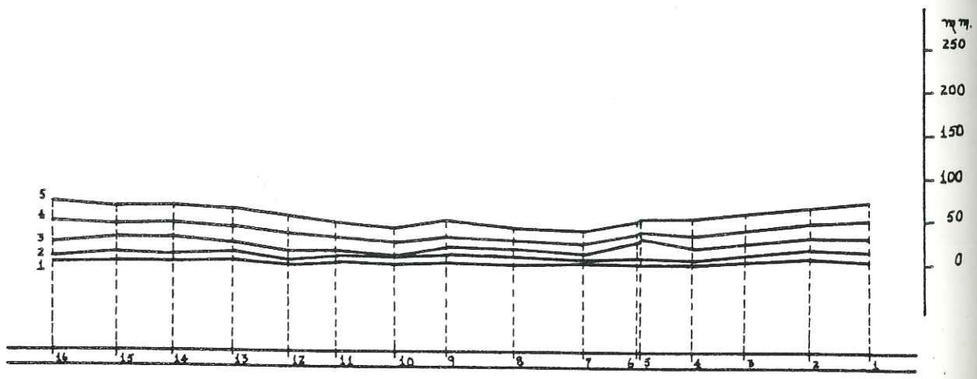


Figure 56 : Descenderie 21000. Plan.

Figure 57 : Descenderie 21000. Profil.



b. Descenderie 23000

- Qualité des terrains traversés. Caractéristiques de la voie

Cette voie est aussi de desserte et rejoint les niveaux 17 et 20 ; c'est un travers-bancs penté dirigé vers le sud ; on y trouve un terrain bien hétérogène constitué de grès, de schiste et de gratte. Nous y observons également de petites failles et d'importants passages charbonneux. A 190 m de la tête, on remarque une zone mauvaise d'environ 13 m, qui a due être bétonnée à cause d'un éboulement ; cette zone est une zone de millonites correspondant à la faille la plus importante qui traverse la descenderie, la faille des Chuzins.

Cette voie est environnée par celles de l'infrastructure du niveau 17 et surtout par les voies d'exploitation 23200 et 7500, la première la continuant au sud, la deuxième étant située au niveau 15.

- Soutènement

Celui-ci est assuré par des boulons et des cintres. Les boulons ont une longueur de 1,80 m et un diamètre de 24 mm à tige lisse ; ils sont accompagnés de 2 cartouches de résine, parfois 2 et demie. Les plaques et la grille sont les mêmes que pour la descederie 21000. Les cintres sont ceux de 21 Kg/m de référence N 420. Densité : un cintre ou une rangée de 11 boulons tous les 90 cm.

- Chronologie

Début du creusement Juin 1977. Début des mesures en Juillet 1979.

050 035735 7

- Etude des courbes

Pour cette voie, nous n'avons qu'exploité les données regroupées par les services de la mine depuis le 10 Juillet 1979. Celles-ci incluent des mesures de convergences (7 stations), du fluage (1 station), d'expansion (6 stations) et de mesures endoscopiques (6 trous). Le plan de la voie, Figure 58, illustre la localisation des stations. Nous donnons aussi son profil (Figure 59) aux jours 3, 59, 113, 386, 720, 822 et 905 ; le 10 Juillet 1979 compté comme jour de départ.

Ces stations ont été choisies dans des zones laissant apparaître une déformation déjà importante.

Pour les mesures de l'expansion la mine a utilisé des boulons à ancrage ponctuel (longueur 2,40 m) posés au moment du creusement.

Pour caractériser cette voie vis-à-vis de la convergence, nous avons fait un traitement statistique identique à celui fait pour la descenderie 21000 ; pour chacune des stations nous avons trouvé les résultats suivants.

TABLEAU N° 15a. Convergences des stations de mesure. Descenderie 23000.

Station n°	Expression droite de régression	Coefficient de corrélation, ρ^2
1	$C_{2\ ans}^{4\ ans^{1/2}} = 0,25\ t - 5,67$	0,99
2	$C_{2\ ans}^{4\ ans^{1/2}} = 0,30\ t - 1,35$	0,99
3	$C_{2\ ans}^{4\ ans^{1/2}} = 0,27\ t + 4,10$	0,97
4	$C_{2\ ans}^{4\ ans^{1/2}} = 0,21\ t + 0,82$	0,98
5	$C_{2\ ans}^{4\ ans^{1/2}} = 0,04\ t + 1,24$	0,80
6	$C_{2\ ans}^{4\ ans^{1/2}} = 0,03\ t + 5,71$	0,91
7	$C_{2\ ans}^{4\ ans^{1/2}} = 0,04\ t + 0,97$	0,82

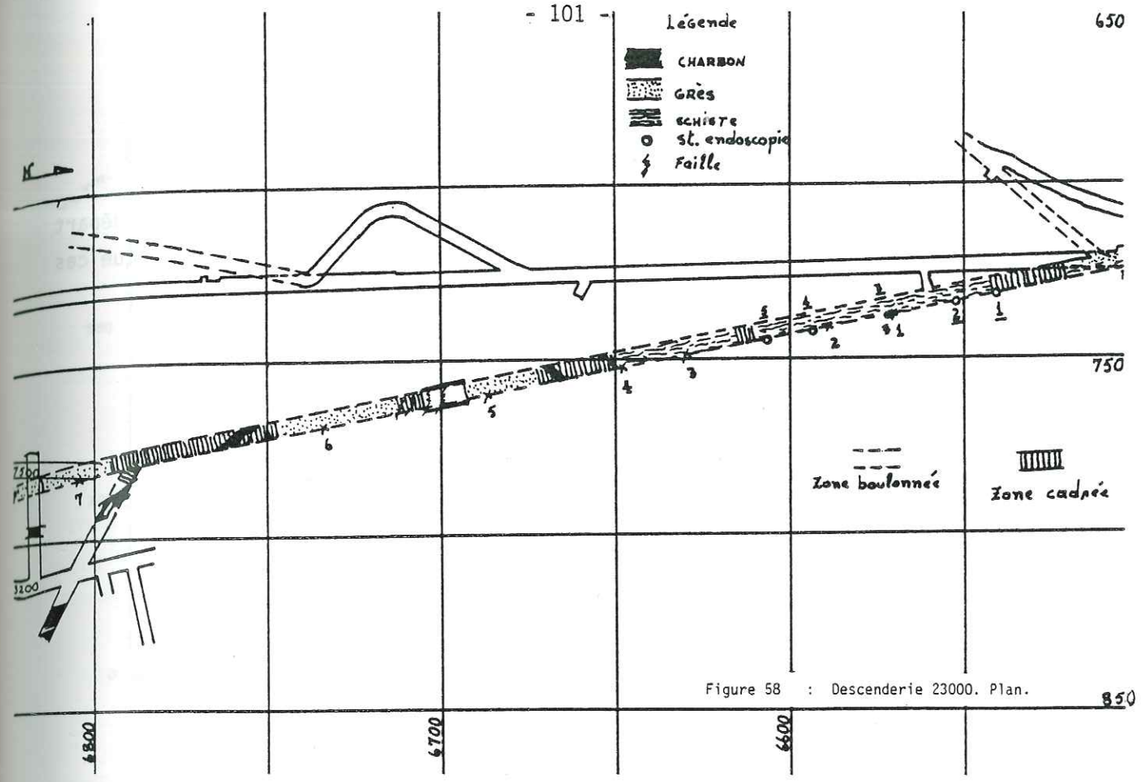
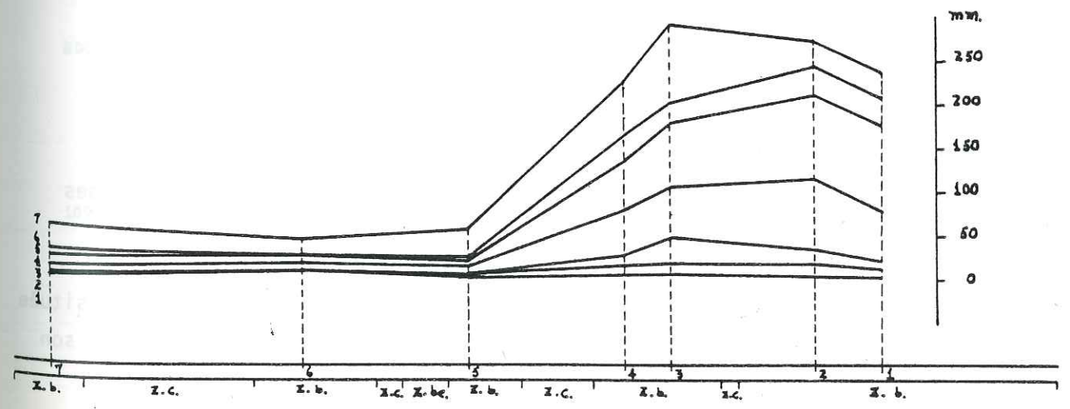


Figure 58 : Descenderie 23000. Plan.

Figure 59 : Descenderie 23000. Profil.



Z. b. : Zone boulonnée
Z. c. : Zone cintrée
Z. be. : Zone betonnée

En faisant t = 0 et t = 905 (nous avons pris comme point de départ la convergence atteinte au bout de la deuxième année), nous notons que ces courbes ont deux tendances :

TABLEAU N° 15b. Convergences aux jours 0 et 905

Station n°	t = 0	t = 905
1	- 5,67	219,68
2	- 1,35	269,25
3	4,10	247,55
4	0,82	192,68
5	1,24	35,63
6	5,71	34,67
7	0,97	39,89

Finalement, en analysant les moyennes de ces deux tendances, nous aboutissons aux deux expressions suivantes :

1. $C_{2\ ans}^{4\ ans} = 0{,}24\ t^{1/2} - 3{,}85$

répondant aux comportements des stations 1, 2, 3 et 4.

2. $C_{2\ ans}^{4\ ans} = 0{,}04\ t^{1/2} + 2{,}64$

répondant aux comportements des stations 5, 6 et 7.

La figure 60 représente les courbes de la convergence tirées des données recueillies.

Pour le fluage, nous avons peu de données ; une seule station située dans la même section que la station de convergence n° 1 (Figure 61) ; son comportement est

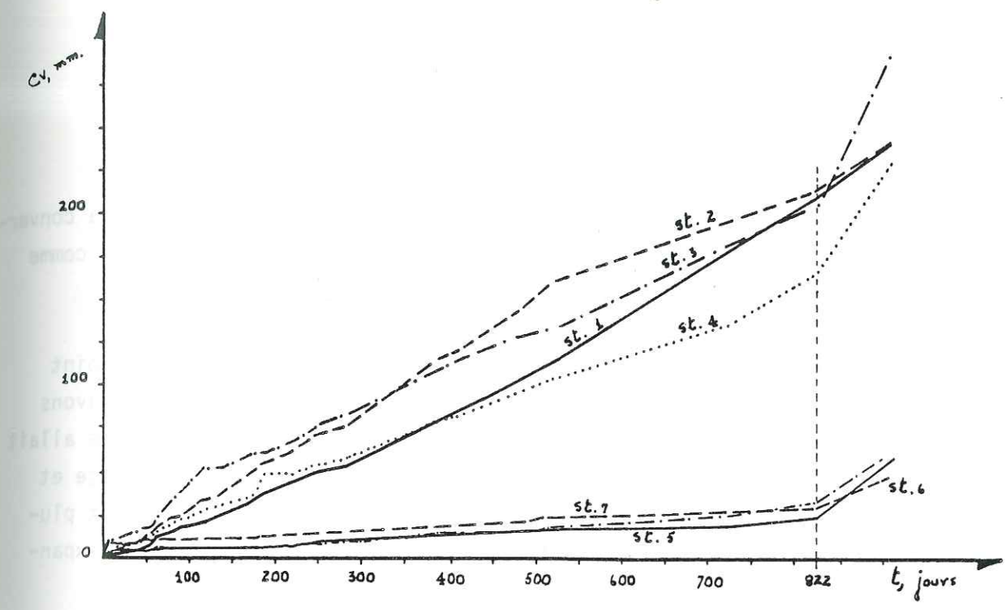


Figure 60 : Descenderie 23000. Courbes de convergence.

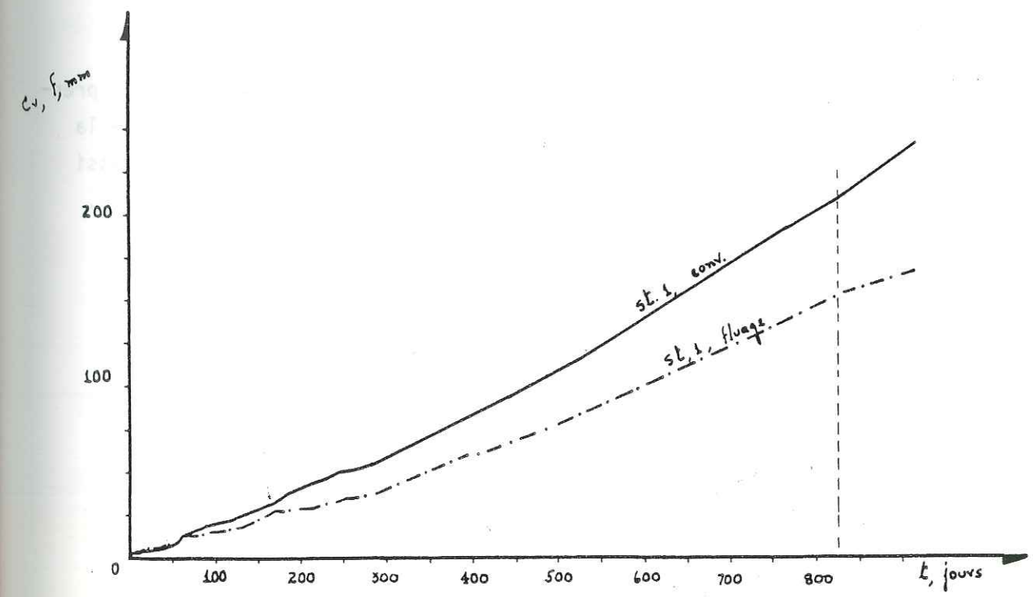


Figure 61 : Descenderie 23000. Courbe de fluage-convergence. Station 1.

$f_{2\ ans}^{4\ ans^{1/2}} = 0,17\ t - 1,75$

$\rho^2 = 0,99$

Compte tenu de la similitude des comportements vis-à-vis de la convergence, on peut penser que cette tendance du fluage pourra être prise comme représentative du moins pour les 4 premières stations.

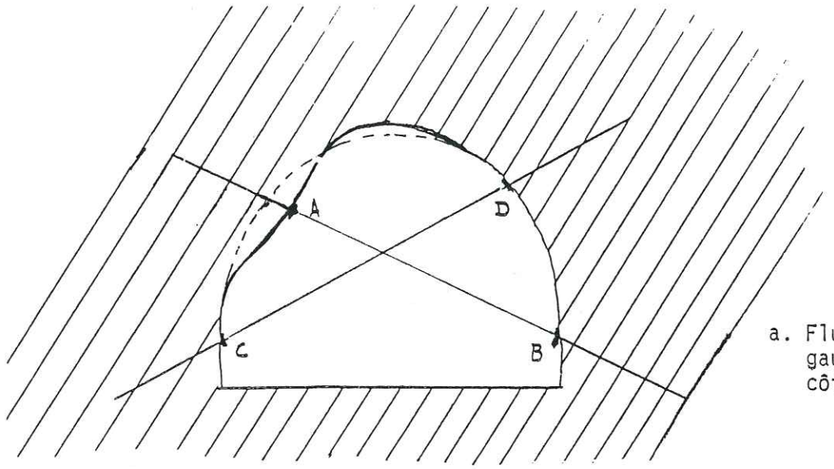
L'observation de ces courbes nous montre l'existence d'un point d'inflexion important situé vers le jour 822. En premier lieu, nous avons pensé qu'il s'agissait d'une alarme et que les jours suivants la voie allait s'effondrer, mais une analyse faite en regardant la tendance du fluage et de l'expansion à cette même date, nous a fait penser qu'il s'agissait plutôt d'une alerte : le fluage montrait un décroissement tandis que l'expansion continuait sa même allure.

Ce qui nous a semblé le plus probable, c'est qu'il s'agissait d'un fluage venant du côté couche, partie supérieure de la voie ; mais le fait que cette déformation puisse venir du pied du parement, côté massif, comme nous le montrons dans les figures 62a et b, est à craindre.

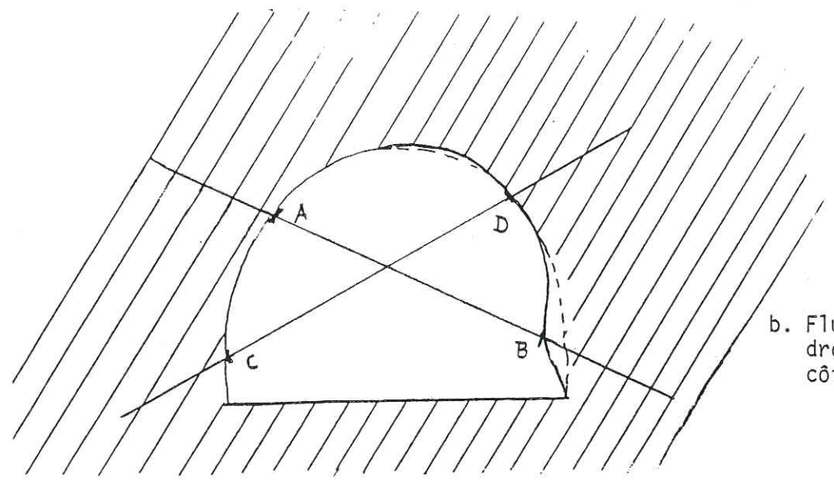
Ceci nous a conduit à définir une procédure plus complète pour prendre les mesures : c'est-à-dire non seulement évaluer les grandeurs de la convergence AB et du fluage CD, ce qui est couramment le cas, mais aussi de connaître les rapprochements horizontaux AD et BC, ce qui permettra, du moins, de dégager l'incertitude évoquée précédemment (Figure 62c).

Pour les expansions, les résultats obtenus sont donnés dans le tableau n° 16.

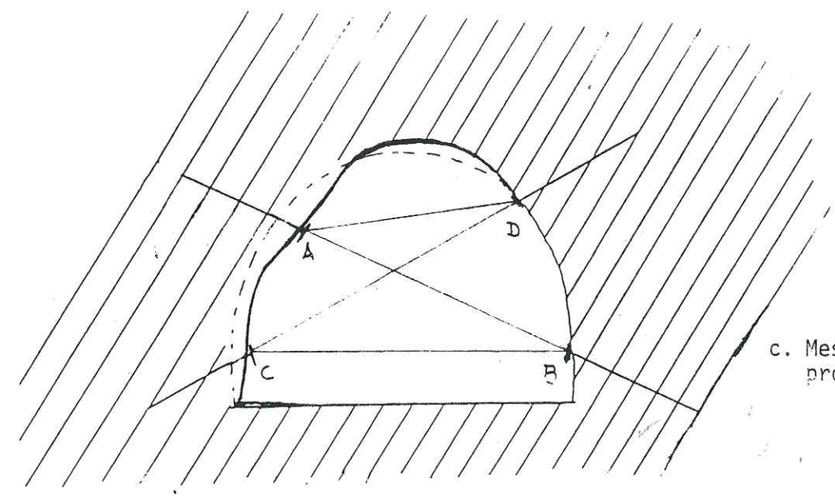
Figure 62 : Séries de mesures complètes proposées.



a. Fluage parement gauche, côté sup.



b. Fluage parement droit côté inf.



c. Mesures proposées

TABLEAU N° 16a. Expansions des stations de mesure

Boulon repère N°	Expression droite de régression	Coefficient de corrélation, ρ^2
1	$\varepsilon_2^{4\ ans} = 0,12\ t - 4,64$	0,93
2	$\varepsilon_2^{4\ ans} = 0,08\ t - 5,56$	0,91
3	$\varepsilon_2^{4\ ans} = 0,03\ t - 0,78$	0,98
4	$\varepsilon_2^{4\ ans} = -0,09\ t + 2,95$	0,99
5	$\varepsilon_2^{4\ ans} = 0,10\ t + 10,21$	0,94
6	$\varepsilon_2^{4\ ans} = 0,22\ t + 6,20$	0,99

Si pour la convergence les grandeurs trouvées ont eu une certaine homogénéité, en deux groupes plus ou moins bien définis, pour l'expansion ce n'est pas le cas. Aux jours 0 et 905, nous retrouvons :

TABLEAU N° 16b. Expansions aux jours 0 et 905

Boulon repère N°	t = 0	t = 905
1	10,21	104,33
2	-4,64	107,58
3	-5,56	64,12
4	-0,78	29,99
5	2,95	- 74,88
6	6,20	209,82

Les courbes d'expansion correspondantes sont données dans la figure 63.

Quant à la tenue de cette voie, nous pouvons conclure qu'elle est mauvaise dès la tête à la station 4 puisque là nous avons un terrain schisteux avec une forte tendance au fluage, ce qui oblige à la reprise de la section régulièrement tous les 6 ou 8 mois. Ensuite, nous assistons à un terrain gréseux, où la présence de failles donne lieu à des ruptures de la grille ainsi qu'à l'apparition de vides ; finalement, nous avons une zone bien tenue où les grandeurs des convergences et des expansions se manifestent à peine.

Vu les grandes déformations survenues sur la première partie de cette voie, la mine a entrepris une étude endoscopique en Juillet 1979 ; nous donnons les résultats obtenus Figure 64 et les analyses retirées.

- Analyse des mesures endoscopiques

Les relevés d'endoscopie montrent un terrain assez déconsolidé sur 3 mètres. En effet, l'arrachement sur diaclase peut être considéré comme une fracture naturelle ; l'expansion entre deux bancs, depuis le creusement, fait que le taillant de diamètre 50 mm, en arrivant sur cette surface décollée, arrache des morceaux de rocher. Avec une moyenne de 14 fractures, d'environ 12 mm d'ouverture chacune, sur 2,5 m, nous arrivons à avoir une expansion de 6,7 %.

L'analyse des plans, des mesures de convergence, d'expansion et d'endoscopie permet d'avancer les hypothèses suivantes pour expliquer cette dégradation.

. Présence d'un stot laissé par l'exploitation au niveau 15 et situé à l'aplomb de la zone de la descenderie présentant des signes d'expansion assez importants malgré le boulonnage. (Le stot crée une zone de surcontrainte où les déformations deviennent importantes).

Figure 63 : Descenderie 23000. Courbes d'expansion.

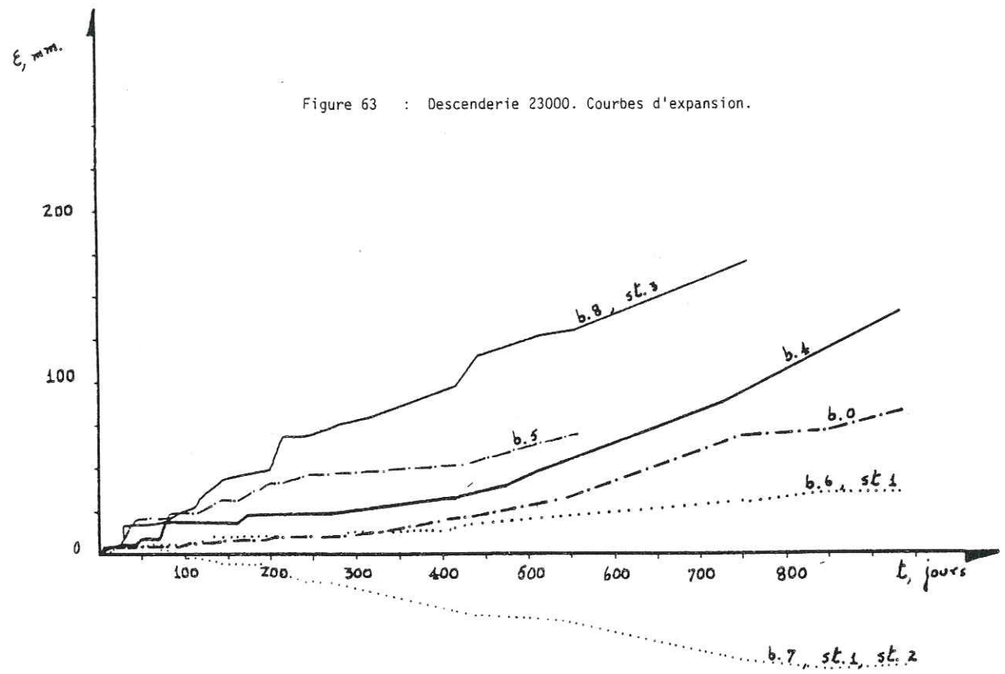


Figure 64 : Descenderie 23000. Relevés endoscopiques dans une zone schisteuse.

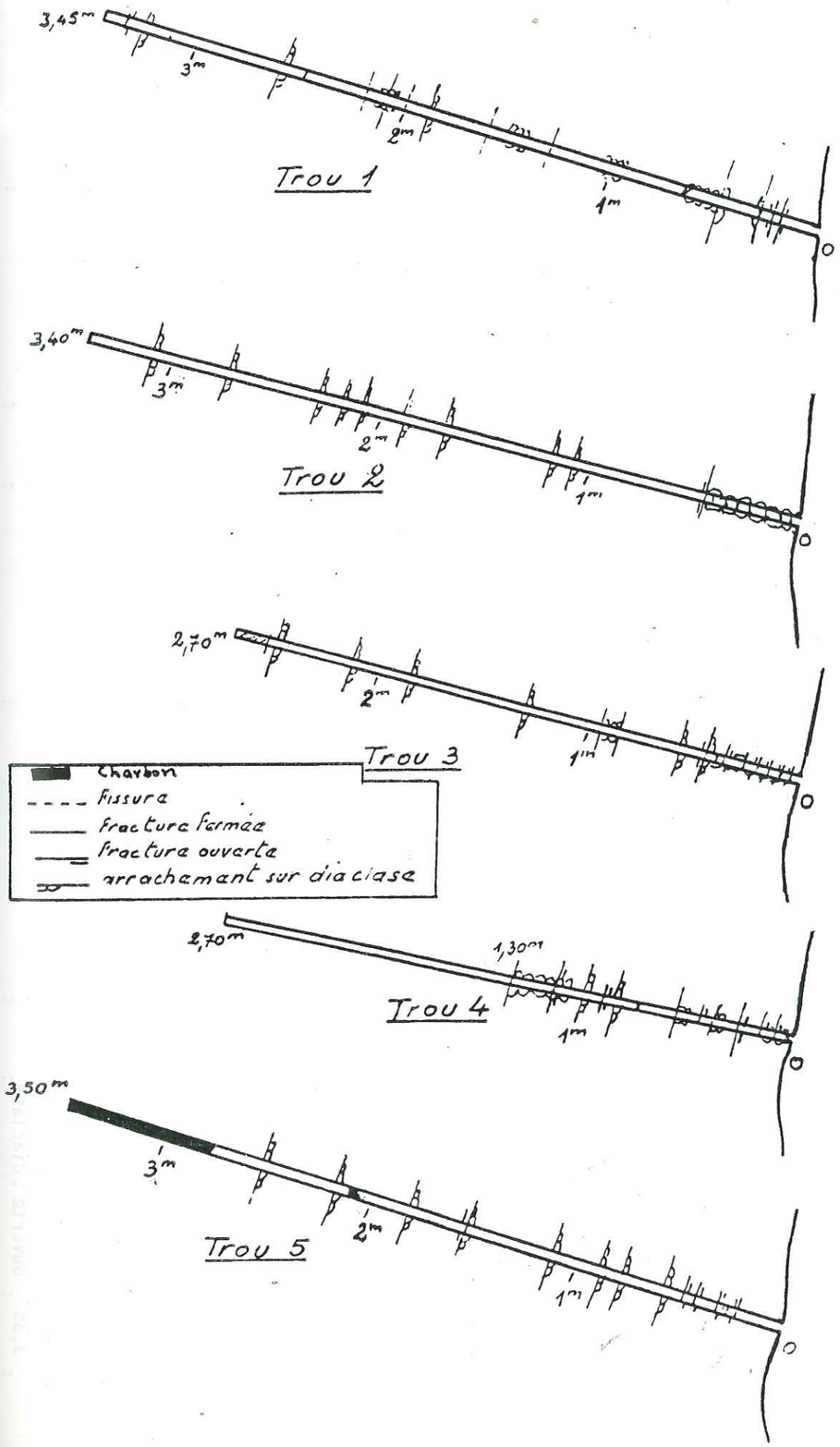


TABLEAU N° 17. Relevés des mesures endoscopiques

TROU 1		TROU 2		TROU 3		TROU 4		TROU 5	
Cote	Fracturation et observations	Cote	Fracturation et observations	Cote	Fracturation et observations	Cote	Fracturation et observations	Cote	Fracturation et observations
0	Bord du trou	0 à 0,45	Zone très fracturée et arrachée ouverte	0	Bord du trou	0	Bord du trou	0	Bord du trou
0,20	ouverte	1,10	arrach.t	0,10	ouverte zone fracturée	0,10	zone très fracturée	0,25	ouverte zone fracturée
0,22	ouverte	1,20	≃2 cm/diaclase	0,15	ouverte	0,15	ouverte	0,35	ouverte
0,27	arrach.t/diaclase	1,70	arrach.t/diaclase	0,20	ouverte	0,25	ouverte avec arrach.t/diaclase	0,45	ouverte
0,50 à 0,65	arrach.t/diaclase zone broyée schisteux veinule, charbon	1,90	arrach.t ; ≃3 cm	0,25	ouverte fracturée	0,40	arrach.t ; broyé	0,50	ouverte
		2,10	arrach.t/diaclase	0,35	ouverte gros arrachem.t	0,45	ouverte	0,60	arrach.t/diaclase
0,95 à 1,05	arrachement zone arrachée	2,20	arrach.t/diaclase	0,45	arrach.t/diaclase	0,50	très fracturé arrach.t matériau broyé	0,80	arrach.t/diaclase
1,30	fermée, chang.t banc	2,30	arrach.t/diaclase	0,55	arrach.t zone arrachée	0,75	fermée	0,90	arrach.t/diaclase
1,45	arrachement	2,75	arrach.t/diaclase	0,85	arrach.t/diaclase	0,85	arrach.t/diaclase	1,15	arrach.t/diaclase
1,50	arrachement	3,10	arrach.t/diaclase	0,95	arrach.t/diaclase	0,90	ouverte ≃ 1 mm	1,55	ouverte avec arrach.t/diaclase
1,60	changem.t banc diaclase			1,30	arrach.t/diaclase	1,00	arrach.t	1,85	arrach.t/diaclase
1,90	arrach.t/diaclase			1,85	arrach.t/diaclase	1,05	arrach.t de matériau ouverte	2,05	charbon
2,00	fermée ; fissure			2,15	schisteux arrach.t sur ≃ 2 cm	1,15	ouverte	2,15	charbon
2,05	ouverte/ zone			2,35	veinule calcite	1,30		2,20	arrach.t/diaclase
2,15	diaclase arrachée			2,40	charbon			2,55	arrach.t/diaclase
2,20	fermée ; diaclase			2,50	arrach.t/diaclase			2,80	charbon
2,50	fermée							3,50	
2,60	arrach.t/diaclase								
3,28	arrach.t/diaclase								
3,35	ouverte ; diaclase								
3,45	fine veinule								

2. Présence d'une zone géologique perturbée du fait des failles, et où un passage charbonneux (le banc du mur, repéré dans le trou numéro 5) laisse prévoir des expansions plus importantes. Des études antérieures montrent que des expansions conséquentes (> 2,5 %) se produisent lors de l'existence de plus d'un mètre de charbon sur les cinq premiers mètres de terrain. Le charbon joue le rôle d'un plan de glissement.

c. Chuzins 7400 Nord

- Qualité des terrains traversés. Caractéristiques de la voie

Voie d'exploitation creusée au mur de la Grande Couche -morts terrains entre celle-ci et le banc du mur-; géologiquement ces terrains sont constitués de grès quarziteux, où nous rencontrons aussi de la gratte d'épaisseur et position variables, plongeant de 60° vers l'est.

On rejoint la couche par de petits travers-bans pentés (12°) d'une longueur moyenne de 6,0 m et une section de 4 m^2, appelés "gaines". Ces gaines ont été creusées en même temps que la voie.

L'exploitation a été faite à l'explosif grâce à des trous, d'une très grande longueur, forés depuis ces gaines.

Quant aux voies environnantes, on observe à une trentaine de mètres plus bas, la voie Chuzins 7500, et au-dessus une descenderie qui relie les niveaux 16 et 17. Pour ce qui est de la voie Chuzins 7400 Nord, le charbon n'a été extrait qu'en dessus.

- Soutènement

Celui-ci est assuré par des cintres de 21 Kg/m à une densité d'un cintre tous les 90 cm, et par des boulons d'une longueur de 1,80 m à tige lisse et diamètre 24 mm. Le diamètre du trou est de 35 mm. La densité de boulonnement est d'un boulon au mètre carré et 7 boulons par éventail.

- Chronologie

Cette voie fut terminée fin Septembre 1977 et l'exploitation n'a commencé qu'une année plus tard, c'est-à-dire, en Septembre 1978. Fin Novembre 1978, les stations 1, 2, 3, 4 et 5 se trouvaient dans une zone en soutirage ; pour les 6 et 7, le foudroyage était déjà fini. La zone qui sépare les stations 5 et 6 a été exploitée plus tard (Juin 1979 à Mai 1980).

- Etude des courbes

Les données relevées pour le traçage des courbes ont débuté en Février 1978, donc 4 mois après le creusement de la voie ; pour cette raison nous considérons que ces courbes correspondent aux phases d'avant-passage de la taille et à celle de l'exploitation.

Ces courbes de convergence et de fluage montrent, toutes, une tendance générale bien que les grandeurs ne soient pas les mêmes ; on peut y remarquer :

1. Une première zone, allant jusqu'aux environs du jour 150, caractérisée par une absence presque absolue de déformations (en effet, il s'agit là d'une voie non soumise à aucun effet que ce soit de creusement ou d'exploitation.)
2. La zone d'exploitation, proprement dite, où nous trouvons une forte montée nettement plus importante pour la convergence que pour le fluage.
3. Et la zone après l'exploitation, pour les stations 6 et 7, où nous assistons à une certaine stabilisation .

Nous donnons les allures de ces courbes dans la figure 65.

Les expansions montrent des grandeurs beaucoup plus importantes que la convergence ou le fluage (Figure 66).

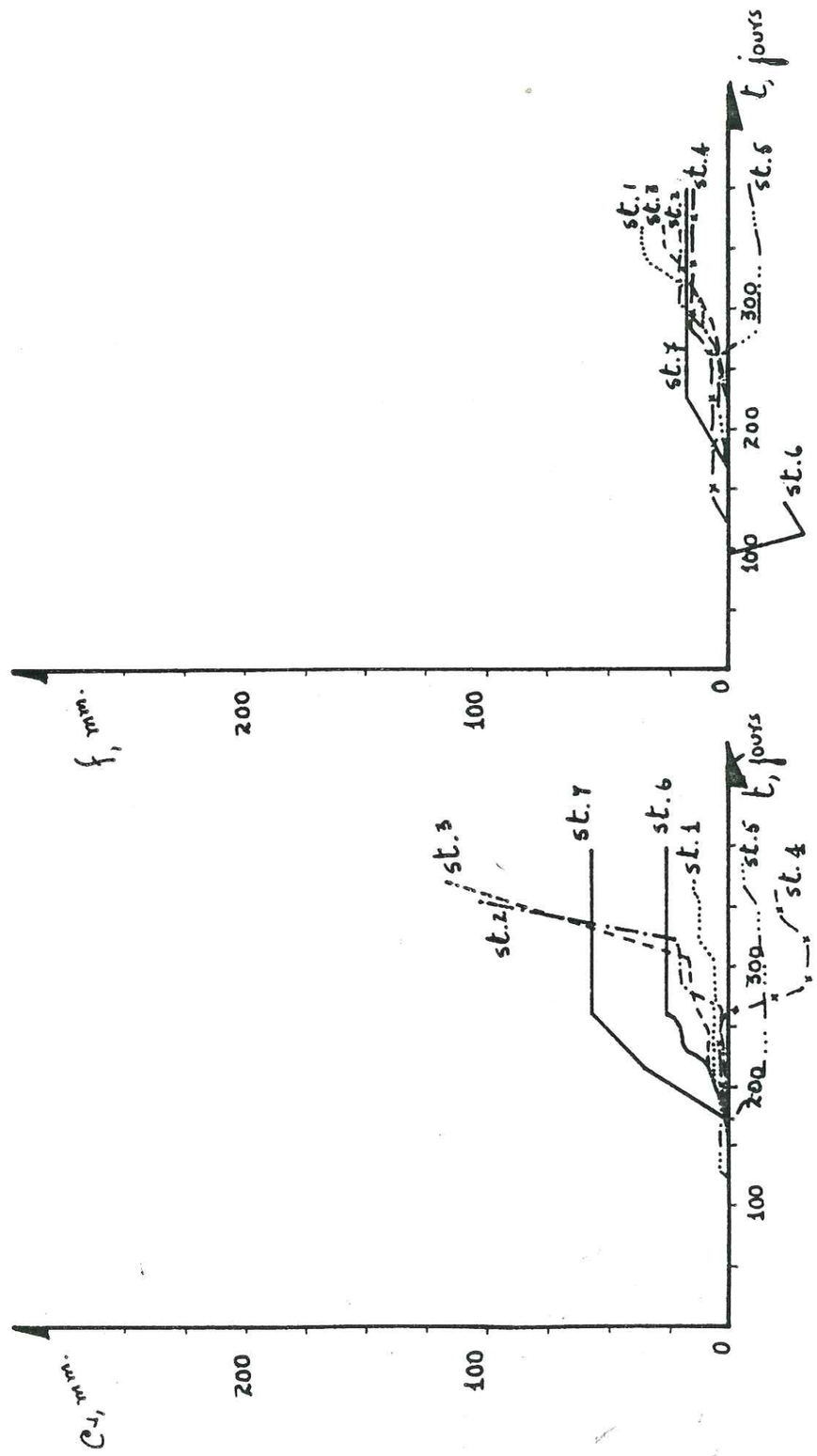


Figure 65b : Chuzins 7400 Nord, courbes de fluage.

Figure 65a : Chuzins 7400 Nord, courbes de convergence.

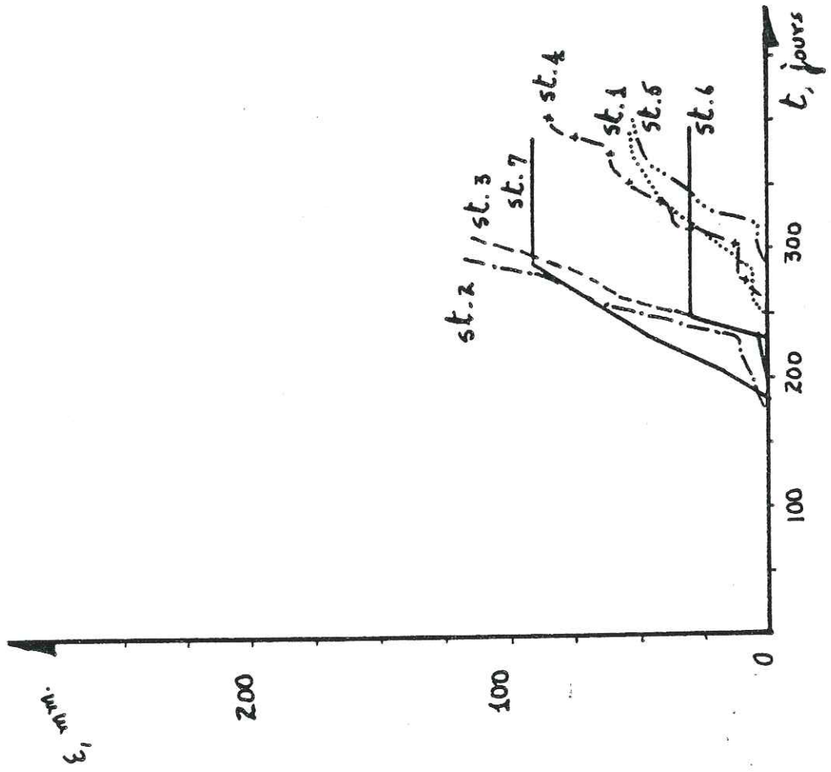


Figure 66 : Chuzins 7400 Nord, courbes d'expansion.

La position des stations de mesure au long de la voie et son profil à 5 dates, sont données dans les Figures 67 et 68. Ces dates, complétée à partir du 1er Février 1978 sont les jours 12, 61, 110, 317 et 363.

A cause de l'exploitation qui empêchait le relevé des mesures, la plupart d'entre elles n'ont pas abouti à la fin de cette phase.

Nous n'avons pas pu regarder de près l'état actuel de cette voie puisqu'elle n'existe plus.

d. Chuzins 23200

- Qualité des terrains traversés. Caractéristiques de la voie

Elle constitue maintenant la voie de base de l'exploitation d'un panneau défruité avec la nouvelle méthode dite "Cheminée de tir"; la voie de tête étant Chuzins 7500 Nord.

Elle est construite au mur de la grande couche, à 7 mètres de distance et presque toute dans le grès quartziteux ; vers la station 1, nous trouvons aussi de la gratte.

Les voies environnantes plus importantes sont constituées par la voie 23200 Nord (qui la continue après la station 17), la voie 25200 (qui la poursuit au sud), la descenderie 23000 et surtout la 7500 Nord située une cinquantaine de mètres plus haut. Nous remarquons aussi deux cheminées de tir d'un diamètre de 2,4 m qui la lient à la 7500 N.

Au long de cette voie, nous trouvons : au nord une zone déjà exploitée par l'ancienne méthode (la 23200 Nord), au sud, une zone en cours d'exploitation (partie correspondante à la cheminée n° 1) et, enfin, une zone

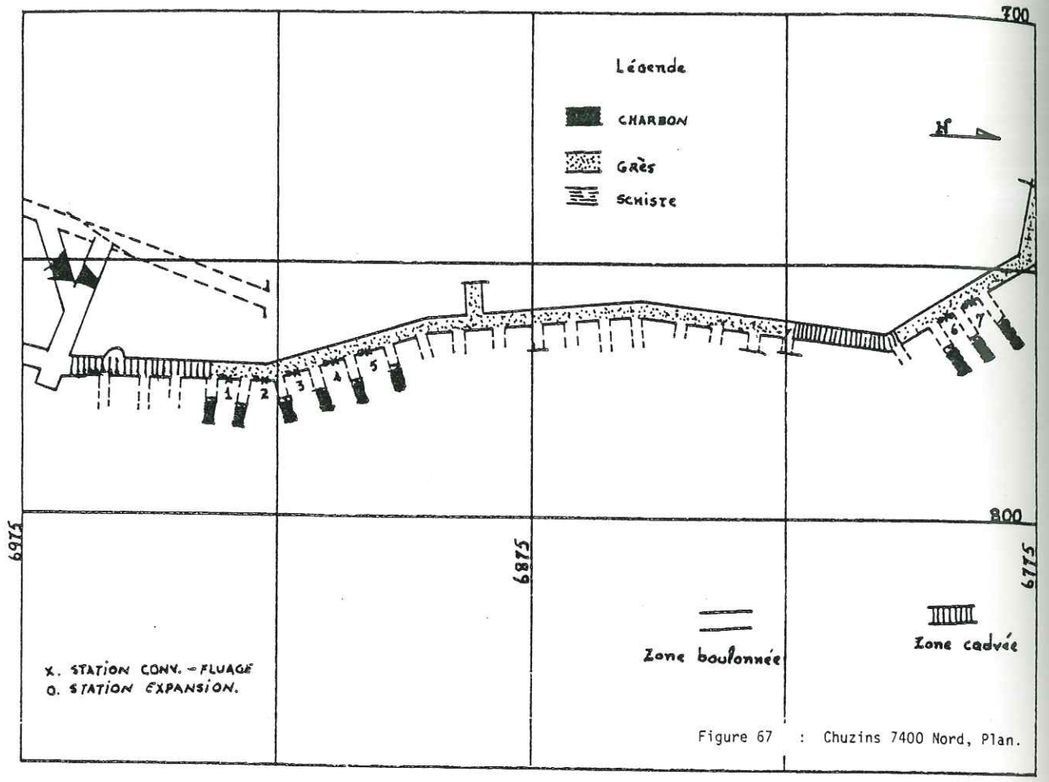
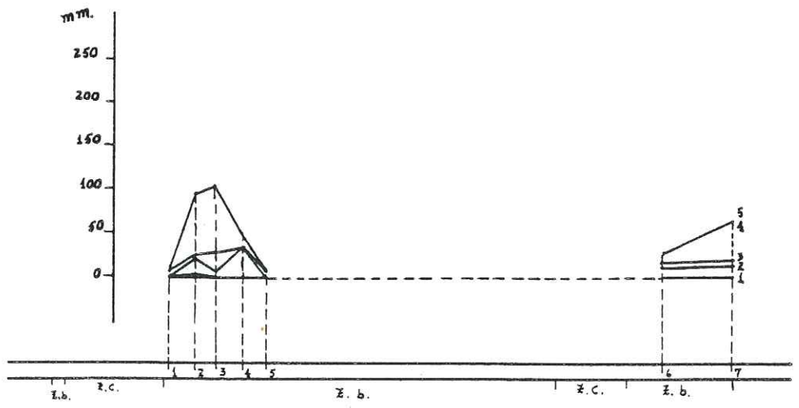


Figure 67 : Chuzins 7400 Nord, Plan.

Figure 68 : Chuzins 7400 Nord, Profil.



Z.b.: zone boulonnée
Z.c.: zone cintrée

dans laquelle se présente l'étape post-creusement. Exception faite de la première zone (puisqu'aujourd'hui personne n'y entre), nous avons mesuré, pendant 300 jours, les mouvements des parois grâce à l'emplacement de 17 stations, toutes perpendiculaires aux bancs. La figure 69 montre la position de ces stations ; leurs grandeurs aux 5 dates sont données par le profil (Figure 70). Ces dates sont les mêmes que pour Chuzins 21000.

- Soutènement

Nous trouvons, à côté des cintres de 21 Kg/m, à la densité d'un tous les 90 cm, les boulons de 1,80 m de longueur et 20 mm de diamètre, à tige nervurée, mis dans des trous de diamètre 28 mm.

- Chronologie

Pendant la prise des mesures dans cette voie, tout au long de l'année 1982, la cheminée n° 1 était en exploitation (mi-décembre 1980 - début Janvier 1982) ; la cheminée n° 2 démarrée en Septembre 1981, était en cours d'exploitation.

- Etude des courbes

Les courbes que nous avons tracées ne comportent ni le début du creusement ni le début de l'exploitation ni la fin de celle-ci ; cela donne comme résultat des courbes ne présentant des moments d'inflexion, donc régulières.

Elles sont des courbes correspondantes à la phase de l'exploitation et à celle de l'après creusement. Leurs tendances, en ce qui concerne la convergence, sont montrées par la figure 71a.

En regardant ces courbes, on s'aperçoit qu'elles sont passibles d'un ajustement statistique par la méthode des moindres carrés. On y obtient, pour les deux moments les caractérisant, les expressions et facteurs de corrélations suivants :

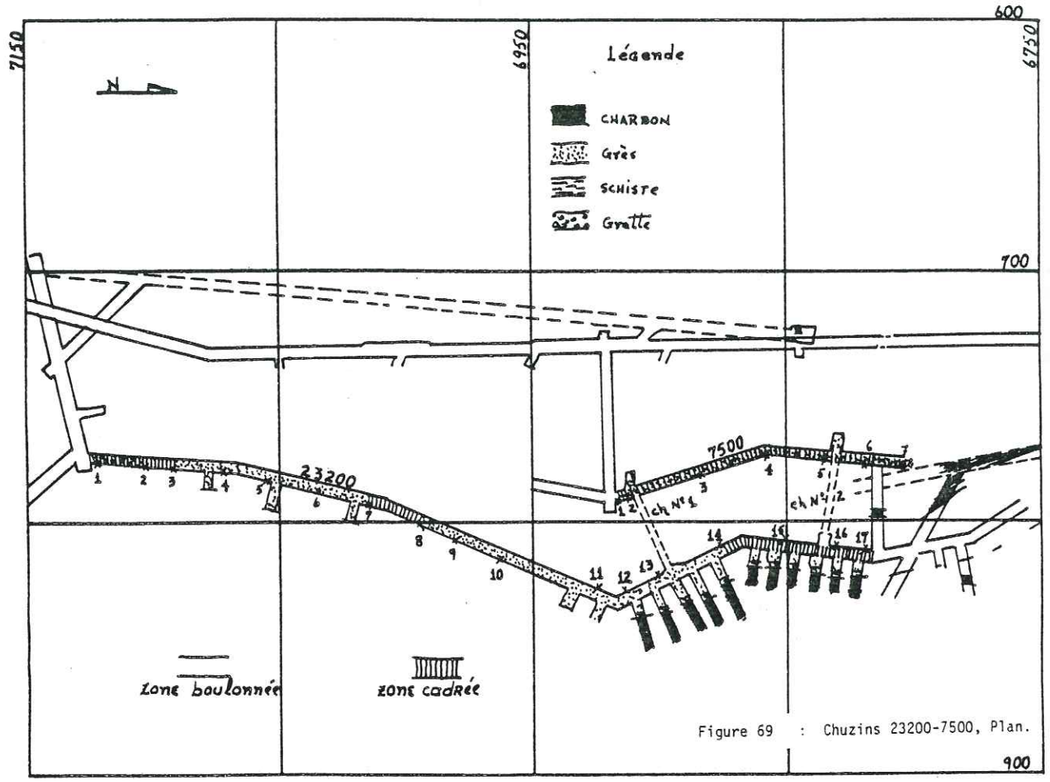
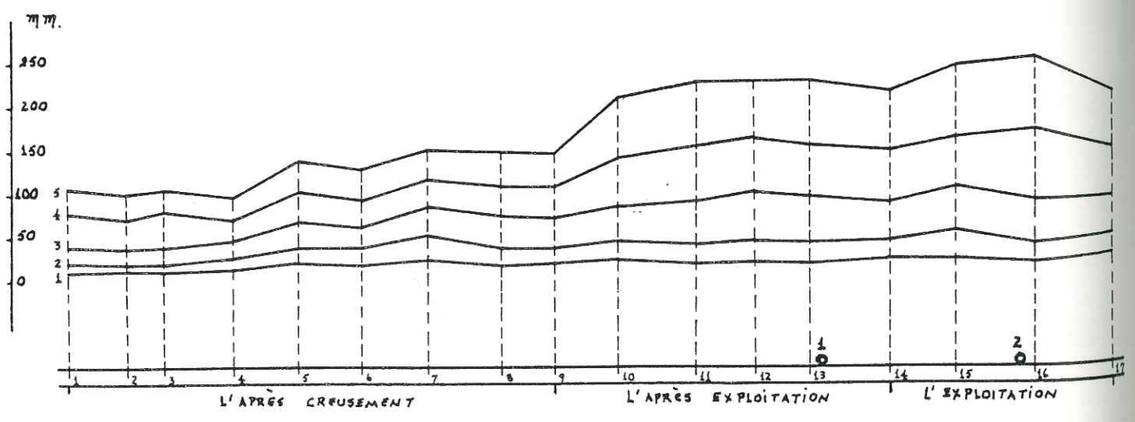


Figure 69 : Chuzins 23200-7500, Plan.

Figure 70 : Chuzins 23200, Profil



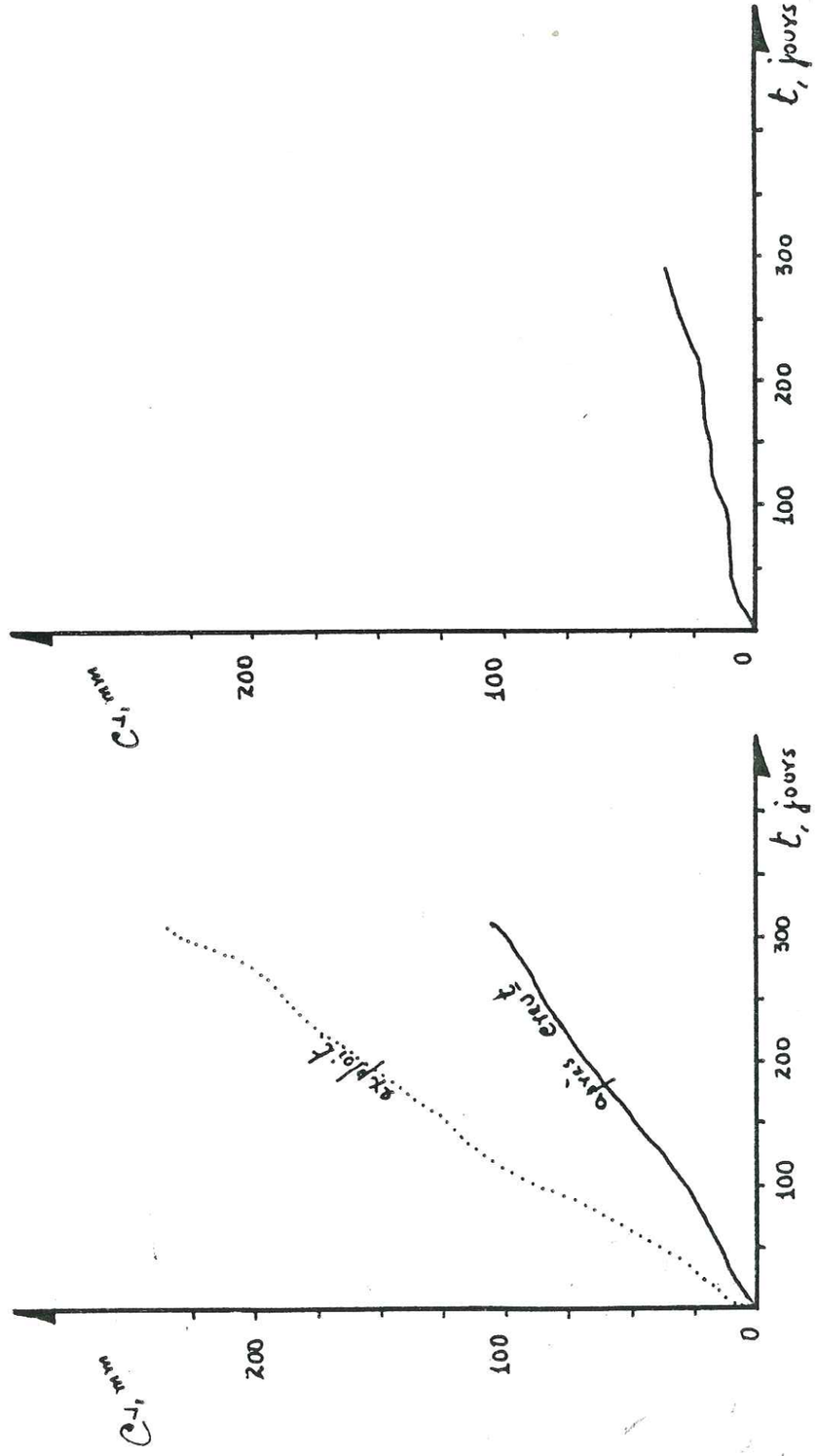


Figure 71a : Chuzins 23200, courbes de convergences.

Figure 71b : Chuzins 7500, courbe de convergence.

TABLEAU N° 18. Expressions pour les convergences analysées

STATION	Expression droite de régression	Coefficient de Corrélation ρ^2
ST 2 après le creusement	3 ans C = 0,34 t - 1,19 2 ans	0,96
ST 12 Pendant l'exploitation	3 ans C = 0,75 t + 5,11 2 ans	0,87

Quant à la tenue de cette voie, nous avons pu remarquer : avant que l'exploitation ne survienne pas à la station de mesure, les boulons travaillent bien ; à mesure qu'elle s'approche, les dégâts deviennent importants (le nombre d'écailles et de vides augmente; ainsi que les ruptures de la grille.)

Néanmoins, tout semble indiquer que l'on trouve moins de dégâts après l'exploitation quand la voie a été boulonnée, au départ, et renforcée par des cintres, après, comme c'est le cas ici.

Une situation qui vient s'ajouter au problème du soutènement dans cette voie, sont les dégagements instantanés de CO_2 lesquels se présentent assez régulièrement et dont la puissance du coup, qui parfois enlève jusqu'à 1500 tonnes de charbon (6 m^3 CO_2/ton.), crée des fractures aux alentours annonçant déjà la chute de blocs.

Une mesure de la réduction des sections, entrepris en Décembre 1982 dans cette voie, nous a donné :

TABLEAU N° 19. Sections des stations en Décembre 1982

Station	Largeur à 70 cm du mur en cm	Largeur à 200 cm du mur en cm	hauteur, cm
1	405	310	330
2	400	295	312
3	390	300	295
4	420	320	345
5	520	435	420
6	490	400	345
7	510	380	340
8	405	310	305
9	420	325	298
10	480	405	350
11	460	340	375
12	410	280	380
13	440	370	360
14	420	320	315
15	395	305	300
16	295	272	273
17	305	285	270

Ce qui comparé à la section de départ, montre la grandeur des réductions des sections dans cette voie.

e. Chuzins 7500 Nord

- Qualité des terrains traversés. Caractéristiques de la voie

Voie d'exploitation, liée à celle des Chuzins 23200 par les deux cheminées de tir, a déjà servi à l'exploitation du charbon en-dessus ; aujourd'hui elle constitue la voie de retour d'air de ce panneau -voir Figure 69-

Construite aussi au mur de la grande couche, elle ne traverse que du grès.

Les voies environnantes sont celles qui la communiquent avec la 23200 (les cheminées n° 1 et n° 2) mais il y a aussi la 7500 Sud (déjà exploitée) et la galerie d'infrastructure du niveau 17.

Pour suivre les mouvements de cette voie, nous avons selectionné 7 stations situées entre les deux cheminées .La grandeur de ces déplacements peut se visualiser dans le profil de la figure 72. (Voir Chuzins 21000).

Pour cette voie, comme pour les restantes, la modalité du choix des stations ne répond à aucune sélection particulière ; vue la longueur de la voie, nous l'avons divisée en zones régulières ce qui nous a donné des stations espacées entre 10 et 15 m. Toutefois, aux environs des zones critiques nous avons serré cette distance.

- Soutènement

Voie entièrement soutenue par des cintres de 21 Kg/m à la densité d'un tous les 90 cm.

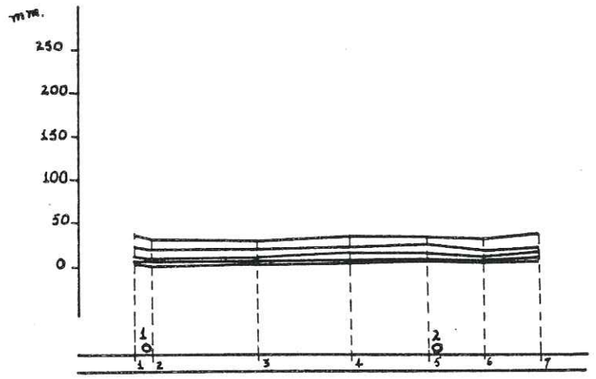
- Chronologie

Le foudroyage des gaines exploitées dans ce niveau a eu lieu dès début Juin 1979 jusqu'à la fin Mai 1980, ce qui veut dire que les mesures ont été prises un an et demi plus tard à la fin de l'exploitation mais pendant l'exploitation du panneau au-dessus.

- Etude des courbes

Celles-ci sont bien régulières, ne présentant que la convergence due au temps mais aucune due à l'exploitation de la couche.

Figure 72 : Chuzins 7500, Profil.



Aucun dégagement instantané.

On peut y voir la tendance à une certaine stabilisation vu les grandeurs mesurées.

Nous avons choisi la valeur moyenne des convergences cumulées pour en faire un traitement statistique et caractériser ainsi la tendance de la voie. Cela nous a donné :

$$\begin{matrix} 6 \text{ ans} \\ C = 0{,}11\ t + 1{,}95 \\ 5 \text{ ans} \end{matrix}$$

$$\rho^2 = 0{,}99$$

La couche fournie dans la figure 71b montre l'allure de cette moyenne.

Cette voie a beaucoup souffert puisqu'on peut remarquer des réductions de sections assez importantes : de l'ordre de 40 %

f. Chuzins 5500

- Qualité des terrains traversés. Caractéristiques de la voie

Elle constitue la voie de base de l'exploitation d'un panneau où la 5300 est la voie de tête. L'exploitation dans ce panneau est faite par des cheminées de tir.

Construite au mur de la Grande Couche, elle traverse des terrains variés : le schiste du banc du mur, le grès quartziteux et la gratte ainsi que des passages charbonneux. On y remarque aussi la présence de failles.

Les voies environnantes plus importantes sont constituées par l'infrastructure du niveau 17 mais aussi par la 3500, qui la continue au Sud, la 5500 Nord qui la poursuit au nord, déjà exploitée ; en outre, à une cinquantaine de mètres au-dessus, nous trouvons la voie 5300.

Dans cette voie, nous remarquons l'après creusement et l'exploitation.

Pour suivre ses déformations, nous avons placé 24 stations de mesure de convergence. La figure 73 montre l'emplacement de ces stations. Dans la figure 74, nous donnons les grandeurs de ces déplacements par son profil aux différentes dates déjà évoquées dans Chuzins 21000.

- Soutènement

Celui-ci est assuré par la combinaison boulons-cintres aux mêmes caractéristiques que celles déjà mentionnées pour la 23200.

- Chronologie

La zone d'étude a été creusée depuis Mars 1978 et jusqu'à la fin Septembre 1979.

L'exploitation de la troisième cheminée TN 3, a démarré début Mars 1982 et a été finie en Janvier 1983. Quant à la quatrième cheminée, TN 4, l'exploitation a commencé en Décembre 1982.

- Etude des courbes

Le traçage des courbes de convergence nous a montré que la voie est pratiquement divisée en trois :

1. Entre les stations 3 et 7 nous avons la zone d'exploitation où, bien évidemment, se présentent les plus forts déplacements ; la courbe numérotée 3, sur le plan du profil de la voie, correspond au début de l'exploitation.

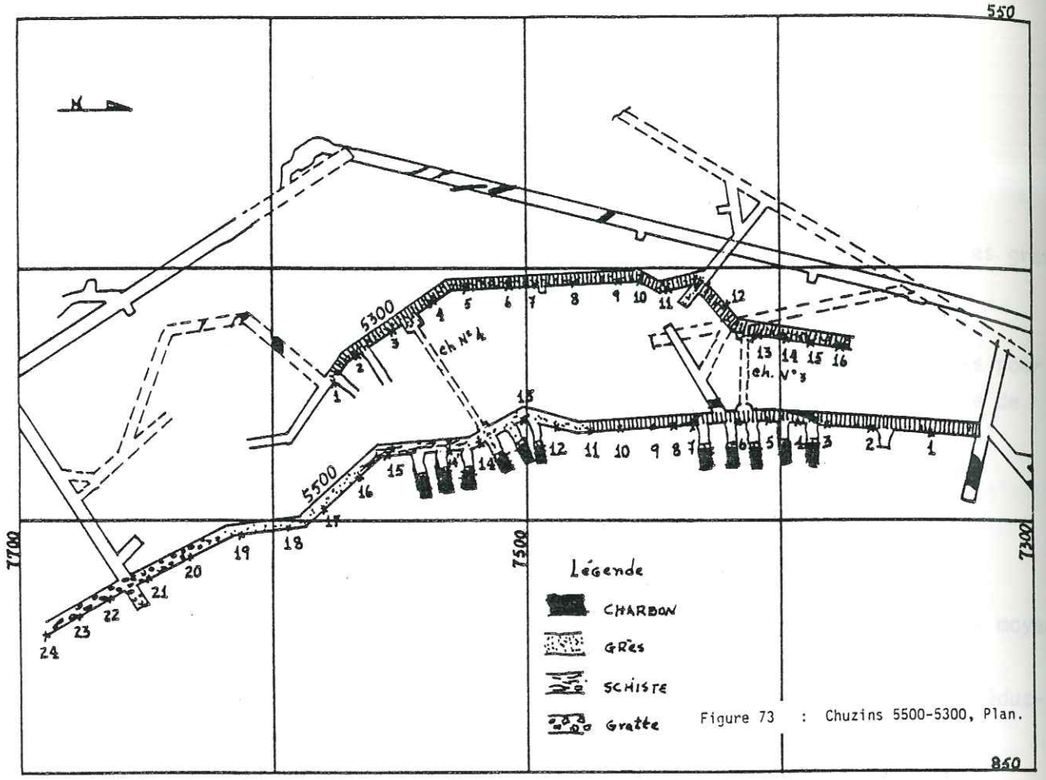
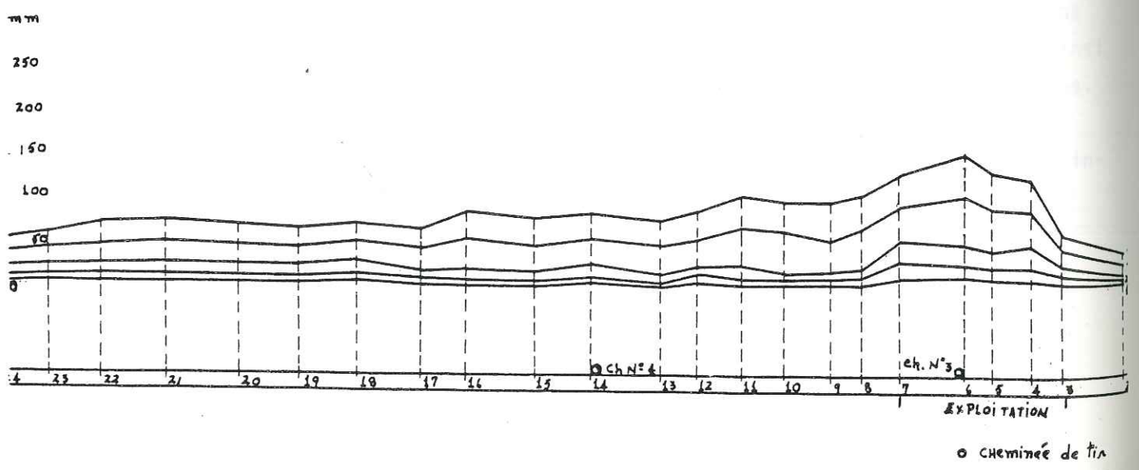


Figure 73 : Chuzins 5500-5300, Plan.

Figure 74 : Chuzins 5500, Profil.



2. Vient ensuite une zone très faillée entre les stations de mesure 8 et 12 qui a contraint à ne pas l'exploiter ; là, nous assistons à des déplacements assez importants du fait non seulement de la présence de ces failles mais aussi de celle de dégagements instantanés de CO_2 desquels les plus importants se sont produits en Mars, Mai et Juin 1982 avec une puissance de 780 ton. (13 m^3 CO_2/ton.), 290 ton. (16 m^3 CO_2/ton) et 1340 ton. (22 m^3 CO_2/ton), respectivement.

3. Enfin, la zone au-delà de la station 12 que nous avons considéré comme une zone d'après creusement, puisqu'elle ne présentait aucun travail en cours .

Nous allons étudier 3 courbes moyennes choisies pour caractériser ces zones :

1) D'abord, nous avons la courbe correspondante à la phase d'après creusement :

$$C = 0{,}24\ t^{\frac{3\ ans\ 1/4}{2\ ans\ 1/4}} - 0{,}96 \qquad \rho^2 = 0{,}99$$

2) Ensuite, celle se rapportant à la zone comprise entre les stations 8 et 12 :

$$C = 0{,}33\ t^{\frac{3\ ans\ 1/4}{2\ ans\ 1/4}} - 13{,}14 \qquad \rho^2 = 0{,}97$$

3) Finalement, la courbe correspondante aux stations situées dans les zones exploitées :

$$C = 0{,}45\ t^{\frac{3\ ans\ 1/4}{2\ ans\ 1/4}} - 5{,}03 \qquad \rho^2 = 0{,}89$$

Nous montrons ces trois courbes dans la Figure 75a.

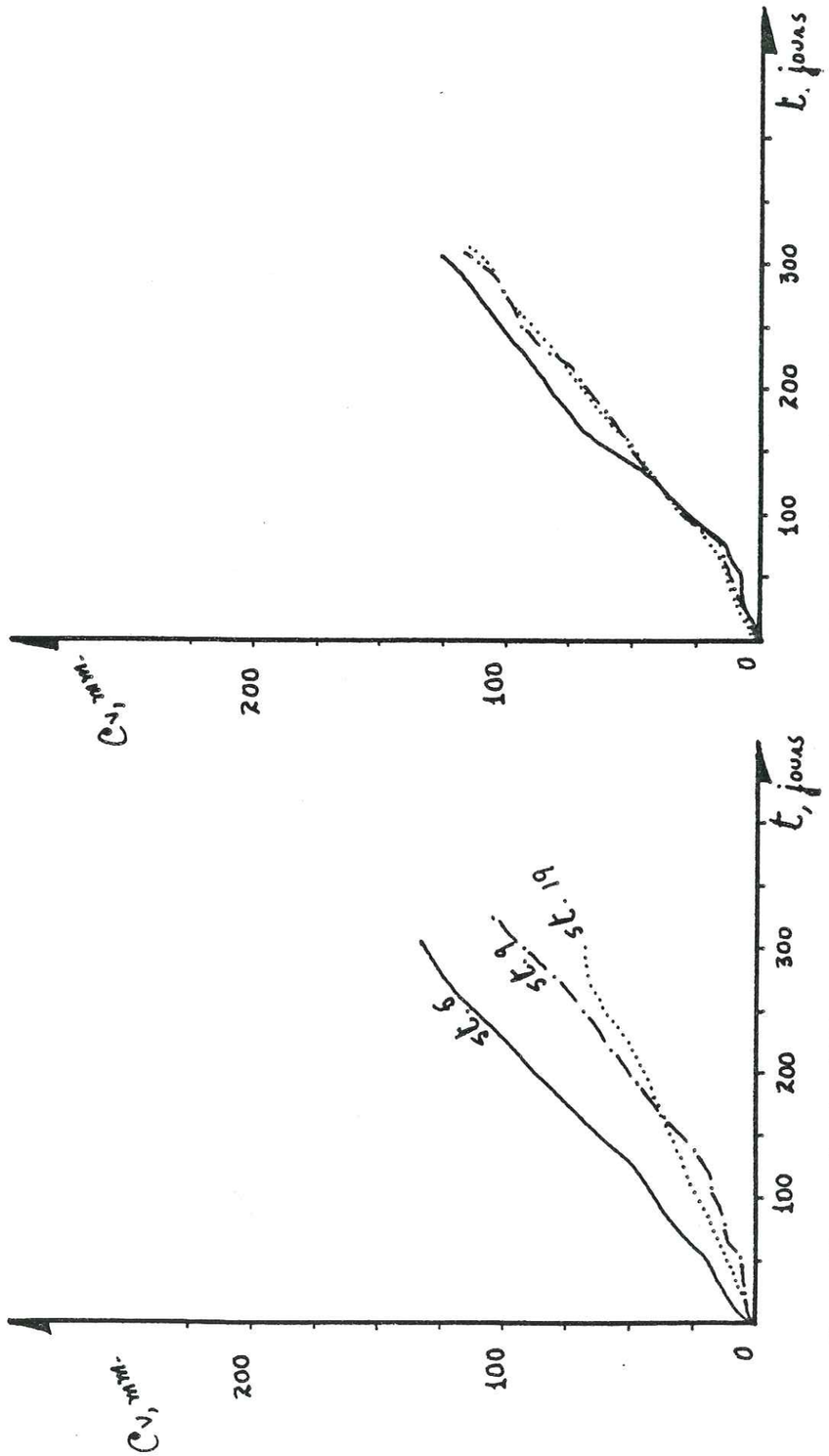


Figure 75b : Chuzins 5300, Courbes de convergence.

Figure 75a : Chuzins 5500, Courbes de convergence.

Quant à la tenue de cette voie, nous pouvons faire les mêmes remarques que pour celle de Chuzins 23200. En plus, il faut ajouter que le mur de cette voie a été rabaissé et cimenté du fait d'un excès de soufflage.

Le pourcentage de vides, de flexures et de ruptures de grilles n'était pas encore très élevé au moment des observations.

g. Chuzins 5300

- Qualité des terrains traversés. Caractéristiques de la voie

Construite au mur de la Grande Couche, elle présente les mêmes sortes de terrains trouvés dans la voie Chuzins 5500.

Les voies environnantes sont essentiellement les mêmes que son homologue, la 5500 ; en plus de la 5300 Nord, qui a déjà été exploitée.

Aucune gaine, dans la zone d'étude n'a été exploitée.

Pour suivre les déplacements des parois dans cette voie, nous avons placé 16 stations dont les grandeurs se montrent dans le profil de la figure 76. (Pour les dates, voir Chuzins 21000).

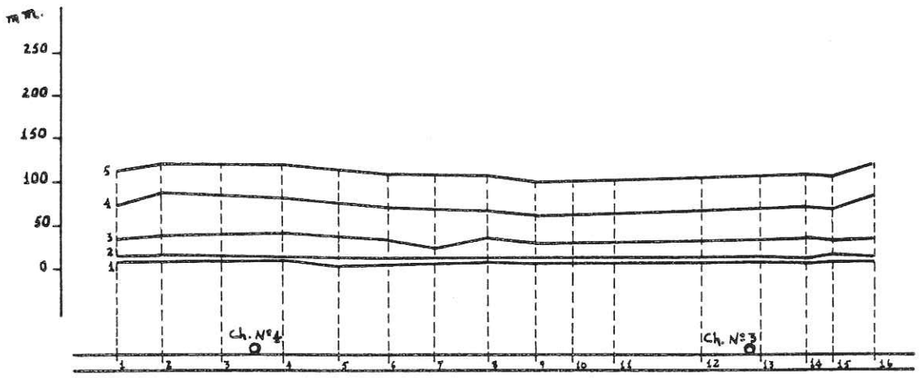
- soutènement

Il est assuré entièrement par des cintres de 21 Kg/m, renforcés parfois au moyen des boulons.

- Chronologie

La zone étudiée a été creusée depuis Mars 1978 jusqu'à Novembre 1979.

Figure 76 : Chuzins 5300, Profil



- Etude des courbes

Compte tenu des mesures faites, toutes d'une ampleur semblable, nous avons choisi les données des stations 3 et 5 pour caractériser cette voie ; cela est dû au fait qu'elles montrent la moyenne des grandeurs des déplacements trouvés pour l'ensemble des stations placées dans cette voie.

Les résultats obtenus sont :

st 3 $C^{4\ ans^{3/4}}_{3\ ans^{3/4}} = 0,46\ t - 12,84$ $\rho^2 = 0,97$

st 5 $C^{4\ ans^{3/4}}_{3\ ans^{3/4}} = 0,39\ t - 7,28$ $\rho^2 = 0,93$

La tenue générale de cette voie est bonne, même si elle montre des parties dégradées et d'autres où le boisage est bien dense.

III.4.2. Quartier des Rioux

a. Rioux 21 bloc 2

- Qualité des terrains traversés. Caractéristiques de la voie

Voie d'exploitation du deuxième bloc du quartier des Rioux, elle est construite dans des schistes grossiers compacts. Les bancs plongent de 50° à 60° vers l'ouest.

Ce bloc a été exploité par l'ancienne méthode des gaines.

Les voies environnantes sont constituées par la voie principale de desserte du niveau 21 qui passe à 35 m à l'est (elle est, à cet endroit-là, toute boulonnée). On retrouve aussi une remontée qui rejoint les niveaux 20 et 21. A 70 m au-dessus, se situe le niveau 20 où le charbon a déjà été exploité.

Pour suivre les déplacements des parois de cette voie, la mine avait implanté 5 stations de mesure ; le plan de la figure 77 donne leurs positions tout au long de la voie. Le profil de la figure 78 montre leurs ampleurs à 5 dates déterminées : les jours 7, 14, 59, 101 et 129 comptés à partir du 24 Novembre 1978.

- Soutènement

Il est entièrement assuré par des cintres de 21 Kg/m, à une densité d'un cintre tous les 90 cm.

- Chronologie

La voie a été creusée, du sud au nord, dès la fin Novembre au début Décembre 1978 dans la zone d'étude .

La chronologie des creusements et de l'exploitation est la suivante :

Gaine n°	Creusement	Soutirage
212	13/02/79	11/04/79
213	29/03/79	03/05/79
214	09/04/79	25/05/79
215	26/02/79	05/06/79

- Etude des courbes

Les courbes de la figure 79 montrent les évolutions de la convergence et du fluage ; celles de l'expansion sont montrées dans la figure 80.

Les mesures prises, commencées depuis un mois après la fin de l'exploitation de la première gaine se poursuivent jusqu'à deux mois après la fin de l'exploitation. Cela explique la tendance toujours croissante des allures des courbes.

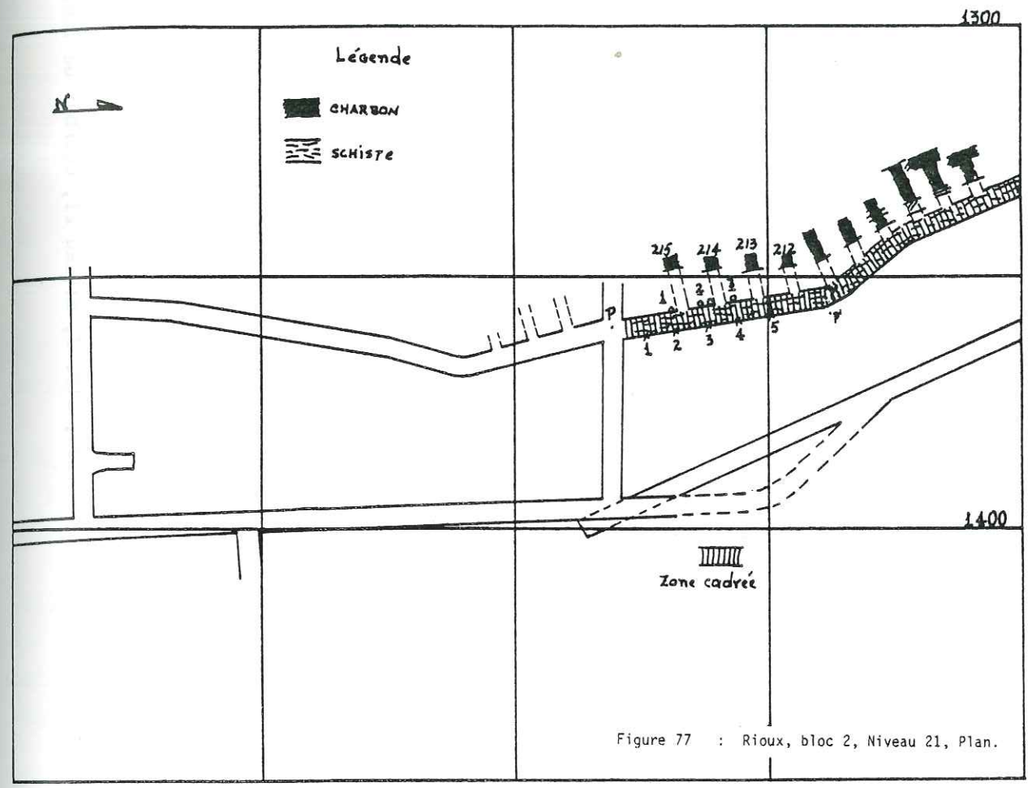
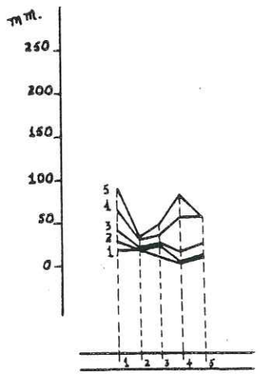


Figure 77 : Rioux, bloc 2, Niveau 21, Plan.

Figure 78 : Rioux, bloc 2, Niveau 21, Profil.



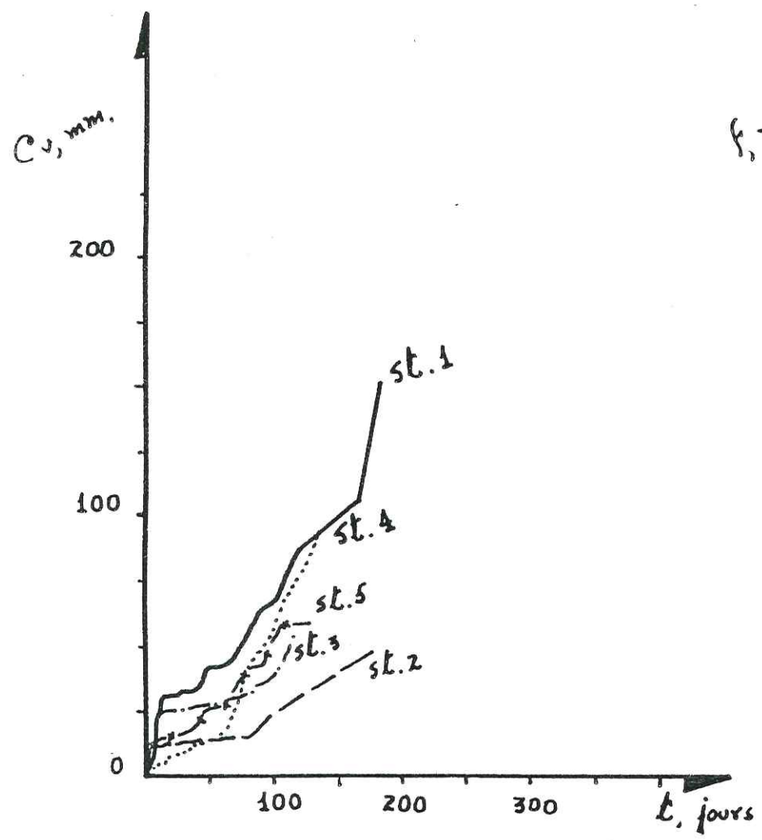


Figure 79a : Rioux, bloc 2, Niveau 21, Courbes de convergence.

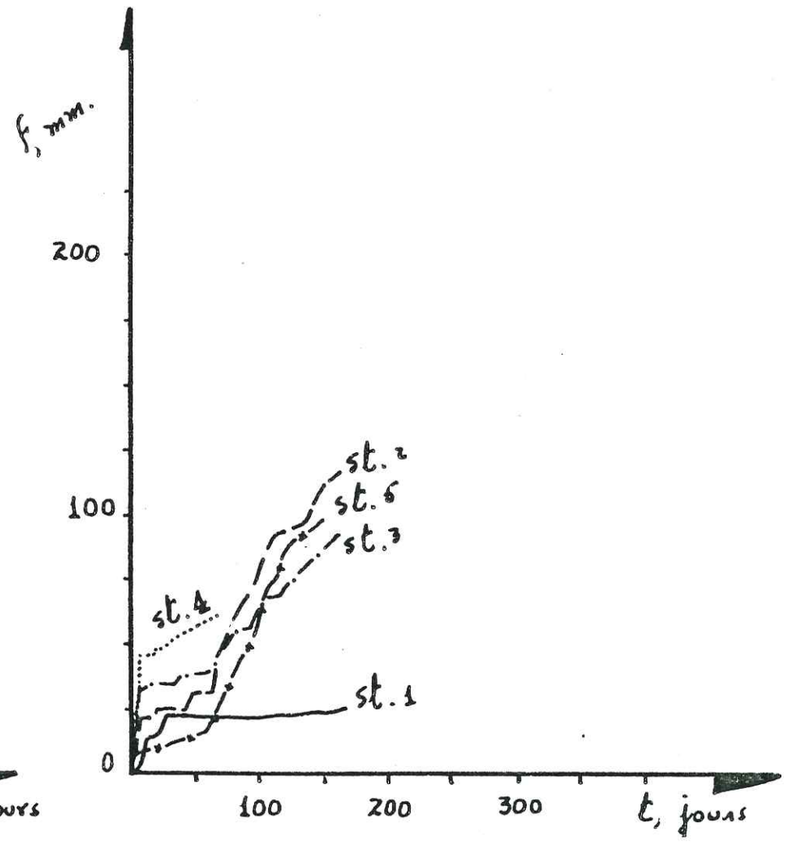


Figure 79b : Rioux, bloc 2, Niveau 21, Courbes de fluage.

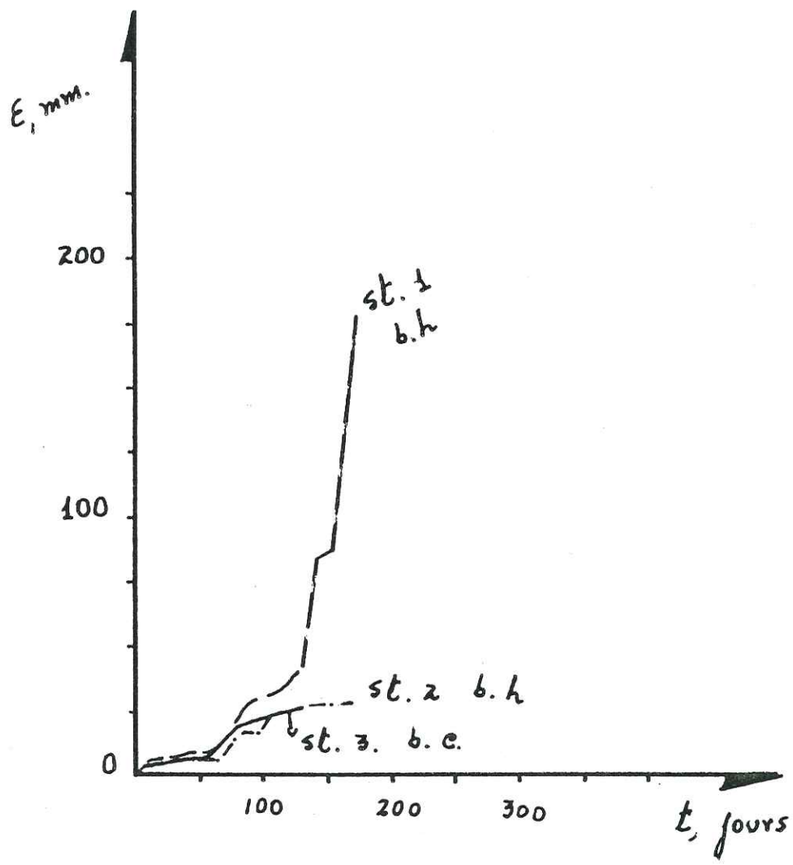


Figure 80 : Rioux, bloc 2, Niveau 21, Courbes d'expansion.

CONCLUSION

Avant d'aborder la conclusion proprement dite, nous voulons dire quelques mots sur l'historique des mesures de déplacements dans cette mine.

Elles ont débuté en Février 1978, aux Chuzins 7400 Nord, quand la mine a voulu étudier les effets produits par l'avant exploitation et l'exploitation.

Début 1979 commençait la prise de mesures au quartier des Rioux où les effets de l'exploitation du bloc numéro 2 ont été observés depuis la fin du creusement de la voie jusqu'à l'exploitation.

Enfin, la mine a voulu suivre les déplacements à la descenderie 23000 des Chuzins où une zone schisteuse se révélait particulièrement déformable. Là, les mesures ont débuté en Juillet 1979 et elles se poursuivent encore, à raison d'une mesure tous les six mois ; cette voie avait été creusée 2 ans auparavant, en 1977.

Lors de notre arrivée à la mine, la descenderie 23000 des Chuzins faisait donc, seule, l'objet de mesures en cours.

Nous avons, depuis début 1981 et tout au long de 1982 entrepris une campagne régulière, à raison d'une mesure par semaine.

Pour cela, nous avons choisi 5 voies du quartier des Chuzins, dont quatre font partie de l'exploitation de 2 panneaux (23200 et 7500 ; 5500 et 5300), la cinquième étant une voie de desserte, la descenderie 21000.

Dans cette partie, notre apport consiste, non seulement en la prise et l'analyse de nos mesures mais aussi en l'analyse des mesures faites par la mine dans les trois voies déjà nommées.

Les mesures que nous avons entreprises sont des mesures de convergence et de fluage, à partir de boulons déjà en place et servant au soutènement, donc d'une longueur de 1,80 m.

L'objectif fixé dans cette partie de notre étude était de déceler l'évolution à terme des déformations des voies boulonnées, afin de les comparer à celles tirées des modèles mathématiques étudiés au chapitre 5.

Nous remarquons que les valeurs de déformations mesurées in situ sont, en moyenne, de 70 mm/an pour une voie creusée dans le grès et non influencée par l'exploitation ; et de 110 mm/an pour une voie tracée dans le schiste sans l'influence de l'exploitation. Aux alentours de l'exploitation ces déplacements peuvent atteindre 230 mm/an.

Pour tous les cas que nous avons étudiés, nous avons observé un comportement linéaire, dû vraisemblablement à la non intervention du début du creusement ni du début de l'exploitation. Ces courbes linéaires doivent donc correspondre à une partie d'une courbe à comportement amorti ou à une partie d'une courbe à comportement accéléré selon les phases en cause : après creusement, pendant l'exploitation. Si l'on fait une comparaison avec les courbes obtenues par les services de la mine sur lesquelles on peut voir l'effet des deux phases, on constate toutefois que le comportement y est, là aussi, linéaire bien qu'avec des pentes différentes.

Le point d'inflexion se situe à la fin du creusement ou au début de l'exploitation.

Les droites que nous donnons sont le résultat d'une analyse statistique par la méthode des moindres carrés pour laquelle les coefficients de corrélation, toujours supérieurs à 0,80 indiquent bien la validité des expressions trouvées.

Les expressions qui vont suivre nous ont montré :

1. Un comportement plus déformable pour les voies présentant d'un côté du schiste et de l'autre du grès, que pour celles creusées entièrement dans du grès ; ce qui était tout à fait prévisible.
2. L'amortissement de ces déformations pour l'après exploitation lorsque le temps seulement intervient.

- Chuzins 21000, voie de desserte ; laps de temps : 1 à 2 ans

	Grès - Grès		Grès - Schiste	
c	0,16 t + 1,24	(0,89)	0,24 t + 1,19	(0,93)
f	0,21 t - 2,86	(0,96)	0,15 t - 2,02	(0,93)

- Chuzins 23200, voie d'exploitation ; laps de temps : 2 à 3 ans

	Sans l'influence de l'exploitation		Sous l'influence de l'exploitation	
c	0,34 t - 1,19	(0,96)	0,75 t + 5,11	(0,87)

- Chuzins 7500 Nord, voie d'exploitation (tête) ; laps de temps : 1 1/2 à 2 1/2 ans après l'exploitation. Cette voie se trouve dans une zone déjà exploitée.

c	0,11 t + 1,95	(0,99)

- Chuzins 5500

	zone sans aucune influence	Station dans une zone non exploitée car trop faillée	zone sous l'influence l'exploitation
c	0,24 t - 0,96 (0,99)	0,33 t - 13,14 (0,97)	0,45 t - 5,03 (0,89)

- Chuzins 5300, voie d'exploitation (tête) ; laps de temps : 3 ans 9 mois à 4 ans 9 mois après le creusement (cette voie se trouve dans une zone non exploitée.)

c	0,46 t - 12,84	(0,97)

D'autre part, pour les voies où les stations comprenaient des mesures de convergence, de fluage et d'expansion, nous avons pu dégager :

- Pour Rioux Niveau 21, voie d'exploitation cintrée ; laps d'étude : depuis l'après creusement jusqu'à l'exploitation.

. En général, une convergence plus forte (100 mm en moy.) que l'expansion même si l'on trouve pour la station 1 le cas contraire, et ceci qu'il s'agisse de l'après creusement ou de l'exploitation.

. Les expansions ont tendance à s'amortir pendant la phase d'exploitation (sauf encore pour la station 1 où elles ont même tendance à croître). Elles tendent vers une valeur stabilisée, de l'ordre de 30 mm. Les valeurs des expansions laissent penser qu'elles sont plus fonction du temps de la phase dans laquelle se trouve la voie (voir plus loin, descenderie 23000). Pour la convergence, nous avons pu remarquer le contraire. (DUDEK, en 1977, avait abouti aussi à ces mêmes résultats).

. Le rapport $C_{V/\varepsilon}$ = 100/30 semblerait indiquer une fissuration importante du massif et, même, sa destruction (DUDEK).

. Pour la station 2, nous avons trouvé un rapport $C_{V/\varepsilon}$ beaucoup moins élevé (0,7) ce qui annoncerait l'écrasement de la voie car c'est tout le massif qui se déplace vers elle.

. Les rapports de la convergence au fluage ne montrent pas de tendance particulière.

. A l'approche de l'exploitation les boulons sont sollicités au-delà de leur résistance à la limite élastique (voir Figure annexe).

- Pour Chuzins 7400 Nord, voie d'exploitation boulonnée ; laps de temps : de l'avant exploitation à l'exploitation.

. Après l'exploitation, les déformations des stations 6 et 7 se stabilisent.

. Ici, contrairement aux Rioux, nous trouvons que pendant l'exploitation, l'expansion continue de croître.

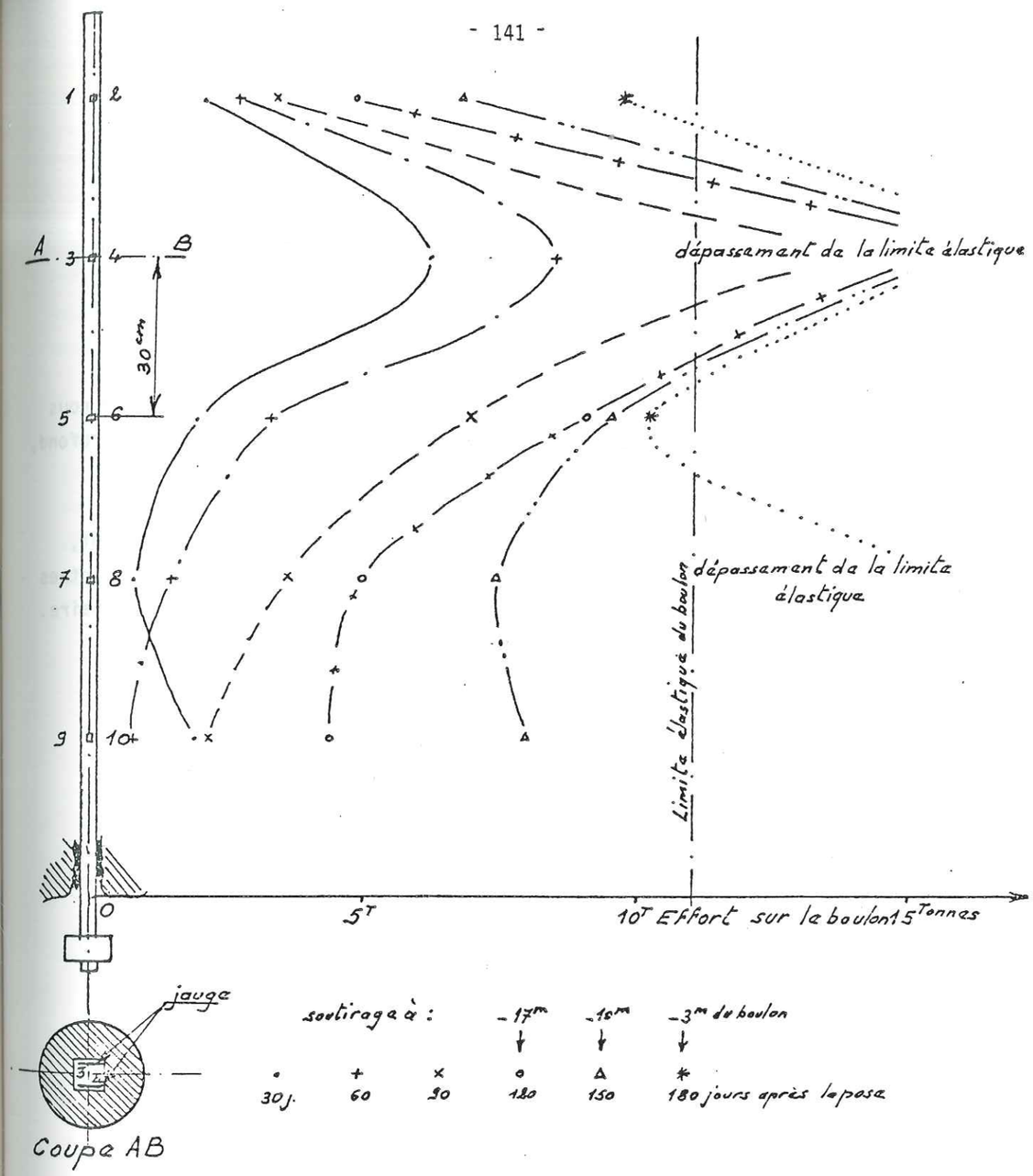
. Nous remarquons l'existence de convergences et de fluages négatifs pour des expansions montrant un décollement des bancs.

. Les magnitudes des expansions et des convergences trouvées, au début de l'exploitation, sont importantes ($C_{V/\varepsilon}$ = 100 mm/115 mm, station 2, par exemple). Ces observations, comparées à celles des Rioux, montrent que, pour la phase d'exploitation, les cintres sont plus performants que les boulons. Ceci tient probablement au fait qu'ici, nous ne sommes plus en présence d'un massif élastique cohérent, mais, plutôt, d'un massif désorganisé, du moins au niveau du bas toit.

- Pour Chuzins 23000, voie de desserte ; laps de temps : 2 ans après son creusement à 4 1/2 ans.

. Une évolution linéaire des convergences et des expansions.

. La convergence, importante, est beaucoup plus régulière que l'expansion. Elle traduit clairement l'effet de la présence d'une zone schisteuse sur le comportement de la voie ; de ce fait, les stations 1, 2, 3 et 4 sont plus déformables que celles situées entièrement dans le grès : 5, 6 et 7.



HBCM Dauphiné
Les Rioux station 3
Boulon à jauges de contrainte

. La convergence est toujours plus importante que l'expansion ; ainsi nous avons relevé :

$C_{V/\varepsilon}$ = $(205/30)_{st1}$, $(210/-65)_{st2}$ et $(200/190)_{st3}$

Ceci, et tout particulièrement les relevés de la station 2, que nous interprèterons comme un déplacement de tout le massif, sans décollement profond, montre bien la tendance à l'écrasement de la voie.

Il s'avère donc, que les boulons utilisés actuellement ne peuvent, seuls, limiter les déformations. Un soutènement porteur, assuré par des cintres et combiné avec des boulons lisses et plus déformables, nous paraît nécessaire.

		Grès - Grès	Grès - Schiste
(°)	c	0,04 t + 2,64 (0,84)	0,24 t - 3,85 (0,98)
	f		0,17 t - 1,75 (0,99)
	ε st3		0,22 t + 6,20 (0,99)

(°) c = convergence
f = fluage
ε = expansion

CHAPITRE IV

TESTS SUR LES BOULONS

INTRODUCTION

La bonne tenue d'un boulon scellé à la résine est toujours liée à l'efficacité de son scellement, efficacité qui est mise en valeur grâce à un essai de traction effectué sur l'extrémité libre du boulon mis en place.

Dans le présent chapitre, nous allons étudier les paramètres mis en jeu pour garantir ce bon scellement.

Malheureusement, le manque de données bien précises ne nous a pas permis de faire une étude statistique plus approfondie ; nous avons pu dégager certains paramètres comme étant les plus importants quoique sans parvenir à quantifier la portée de cette importance.

IV.1. BUT DES TESTS

Puisque le boulonnage n'est plus que la constitution d'une dalle où les boulons forment l'armature, il est nécessaire de garantir sa solidarisation avec le terrain. Cela se fait, dans notre cas, en remplissant l'espace annulaire entre trou et boulon avec de la résine, et ceci tout au long du boulon.

Pour atteindre cet objectif, il s'avère indispensable de mesurer les caractéristiques individuelles du boulon en interaction avec son environnement ; donc, d'évaluer les qualités de l'ancrage dans un terrain à nature connue, l'élasticité et la résistance à la rupture des boulons étant déterminées au préalable.

Les données pour faire cette caractérisation sont tirées d'un essai de traction instantané qui consiste à mettre en tension le boulon au moyen d'un vérin creux et à suivre la montée en charge en fonction du déplacement de l'extrémité libre ; c'est-à-dire, de la somme du glissement de l'ancrage et de l'allongement de la tige.

IV.2. ELEMENTS DES BOULONS

IV.2.1. La tige

Les caractéristiques mécaniques de la tige, acier WEMAT 3, sont :

. caractéristiques chimiques :

0,27 - 0,32 C ; 0,90 - 1,20 Mn ; 0,70 - 1,10 Si ; P et S < 0,05

. caractéristiques mécaniques :

E : 45 Kg/mm² , minimum ; R : 65-80 Kg/mm² ; A % minimum sur 5 diamètres : 23,00.

Les sortes de tige utilisées à la mine ont été :

1. diamètre 24 à tige lisse,
2. diamètre 20 à tige lisse,
3. diamètre 20 à tige nervurée.

Ces tiges, toutes en acier, ont une extrémité filetée d'environ 15 cm, l'autre coupée en biseau (ou en cuvette) afin d'assurer le déchirement des charges et un mélange correct. Leurs longueurs sont toujours de 1,80 m quoiqu'il en existe d'autres plus courtes (1,20 m pour le renforcement des parois tout au long des cheminées de tir) et plus longues (2,20 m en cours d'essai dans les chantiers les plus susceptibles de dégagements instantanés).

D'autres sortes de tiges comme "le SPIT-SET ou la SWELLEX" sont testées actuellement.

Ces tiges sont mises dans des trous d'une longueur de 1,70 m ; donc, il en reste 10 cm, filetés, pour la pose des plaques et de l'écrou.

Généralement, on atteint la rupture pour les boulons de 20 mm de diamètre, aux environs de 200 KN après un allongement d'à peu près 20 mm.

IV 2.2. Les plaques

La mine en dispose au moins de trois sortes, dont deux planes et une bombée ; leurs dimensions sont :

1. Plaque plane grande
   33 x 33 x 0,5 cm
2. Plaque plane petite
   25 x 25 x 0,5 cm
3. Plaque bombée petite
   20 x 20 x 0,5 cm ; angle 30°.

Couramment on utilise deux plaques par boulon : l'une le serrant contre la périphérie de la voie, l'autre servant à l'attachement de la grille.

Dans notre cas, boulons à ancrage réparti, l'effort du soutènement est transmis à la roche par un phénomène d'adhérence entre la résine, la tige et la roche entourant. Etant donné les systèmes utilisés pour la pose de ces boulons, la résine remplit non seulement le trou annulaire mais aussi les petites fissures produites au cours de la foration, permettant ainsi que la transmission des efforts entre ces trois éléments soit presque parfaite.

Dans ce type de boulonnage, les plaques sont appelées à donner à la tige une élasticité additionnelle qui est parfois impérative.

Ces plaques ont des résistances semblables à celles des boulons ; et elles travaillent à compression.

Le couple tige-plaque devra dans tous les cas accomplir les conditions suivantes :

. Il devra être capable de résister, sans problème pour la tige, un allongement égal à l'expansion du terrain boulonné.
. La plaque devra atteindre sa limite élastique avant la tige.
. La plaque devra exercer le rôle de rotule car on peut rarement poser les boulons perpendiculairement aux strates ; cela implique l'utilisation de plaques bombées.
. L'écrou ne devra pas traverser la plaque pour des efforts de traction inférieurs à 150 KN sur la tige.

En gros, un terrain mauvais demande une grande plaque pour mieux répartir les efforts, tandis que pour un bon terrain, une petite suffit.

IV.2.3. La grille

La maille la plus utilisée est celle de 12,5 x 12,5 x 0,3 cm mais il existe aussi une autre sorte de maille plus petite : 5 x 5 x 0,5 cm, laquelle n'a pas été aussi souvent utilisée. Cette sorte de grille a servi pendant les premiers jours de l'introduction du boulonnage, pendant l'année 1977.

IV 2.4. La résine

De plusieurs sortes, la mine cherche celle qui lui offrira le plus d'avantages, non seulement du point de vue du coût, mais aussi, et surtout, de celui de la tenue, du malaxage, de la facilité de pose, etc...

Entre les différentes sortes de résines, on peut noter celles d'Ars sur Moselle et de celtite : les constituants étant les mêmes, la différence est due à leurs dispositions dans la cartouche. En gros, il s'agit d'une cartouche d'un diamètre entre 17 et 32 mm et d'une longueur allant jusqu'à un mètre et qui contient : la résine proprement dite, l'agent accélérateur et le stabilisateur ; le tout enrobant un mince tube de verre de 12 mm de diamètre où se loge le catalyseur.

Au moment de la pose le boulon vient briser la cartouche et le tube permettant ainsi le malaxage de leurs constituants grâce à la rotation.

Les problèmes les plus souvent posés par ces résines sont le non respect des dates limites d'utilisation, et l'obligation, parfois, de briser une cartouche pour bien remplir le trou.

La force qui viendra lier les strates entre elles et qui va résister aux efforts de traction, est une fonction de l'adhérence spécifique de la résine à la tige, de la longueur et de la section de cette tige, d'après la relation :

$$F = A \times l \times \Pi \times d^{\circ}$$

Mais comme ce phénomène d'adhérence n'est pas assimilable à un simple glissement puisqu'il concerne d'autres phénomènes plus complexes, il est accepté de ne prendre que la moitié de F comme la valeur de la tension préalable que l'on puisse obtenir .

A la limite, pour avoir une force de tension F, on aura :

- sur le boulon $2F \leq \Pi \frac{d^2}{4} \sigma_A$ °

- sur la résine $2F \leq \Pi.d.Al$ °

° Expressions données par Mr CELADA TAMAMES dans son rapport "Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del boulonage en galerías.

Les figures 81, 82 et 83 montrent les éléments des boulons utilisés. Les photos n° 1, n° 2 et n°3 les montrent dans un chantier (Chuzins descenderie 21000).

IV.3. MISE EN PLACE DES BOULONS

Pour la mise en place des boulons, la procédure est la suivante :

IV.3.1. La foration

La foration de l'éventail pour l'implantation des boulons les plus proches du front -environ 1,80 m- a lieu après la volée, en général pendant le poste suivant. Cet éventail comporte en moyenne 9 trous de 1,70 m de longueur ; la foration est faite aujourd'hui, dans la plupart des chantiers, au jumbo, avec un fleuret de 28 mm de diamètre.

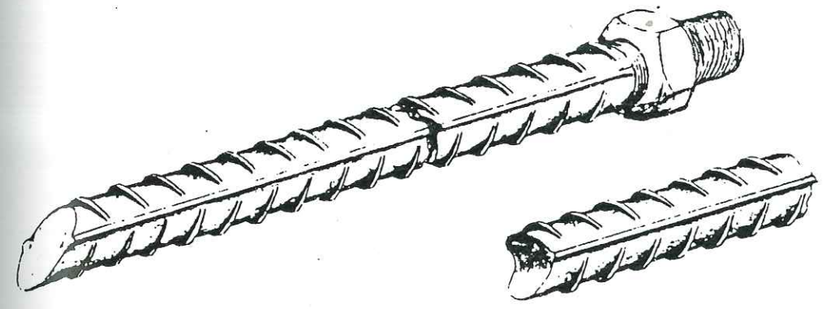
Auparavant la foration se faisait au marteau perforateur ATLAS BBD 90 "Panthère" à l'aide d'un pousseur ; elle comprenait deux étapes : dans la première on arrivait jusqu'à 1,20 m avec un fleuret de diamètre 34 mm ; dans la deuxième on atteignait la longueur finale avec un fleuret de diamètre 33 mm ; cela pour des boulons lisses de diamètre 24 mm. Pour ceux de 20 mm, on utilisait des fleurets de 32 mm et de 30 mm.

Le temps de foration de l'éventail est en fonction de la machine utilisée et des dimensions de la voie ; il varie entre 40 et 60 mn.

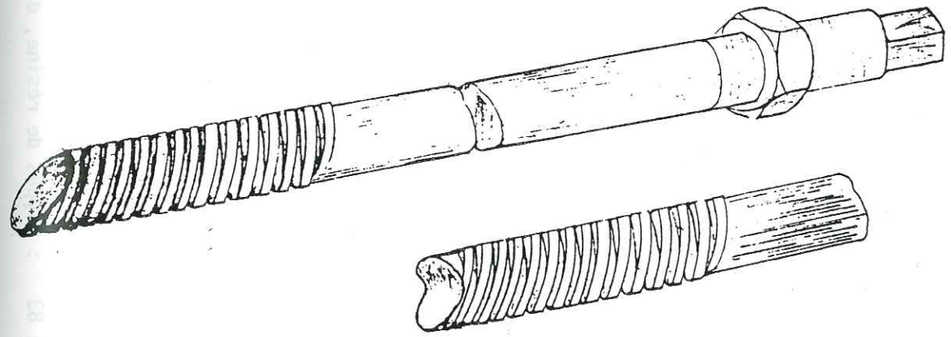
IV.3.2. L'introduction des charges de résine

La foration des trous finie, elle est suivie par un soufflage d'air comprimé afin d'assurer leur propreté. Viennent ensuite les charges de résine que l'on doit bien placer au fond du trou en évitant d'exercer une forte pression sur les cartouches et en les introduisant l'une après l'autre à l'aide d'un bourroir ou d'une sarbacane.

Figure 81 : Tiges d'ancrage à la résine rond-crenelé et rond lisse, d'après Etablissements PREVOST.



TIGES D'ANCRAGE A LA RESINE EN ROND CRENELE



TIGE D'ANCRAGE A LA RESINE EN ROND LISSE

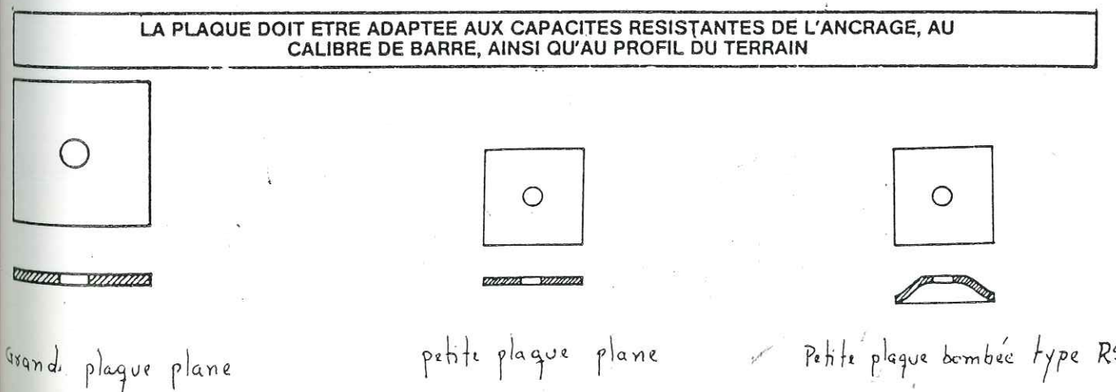
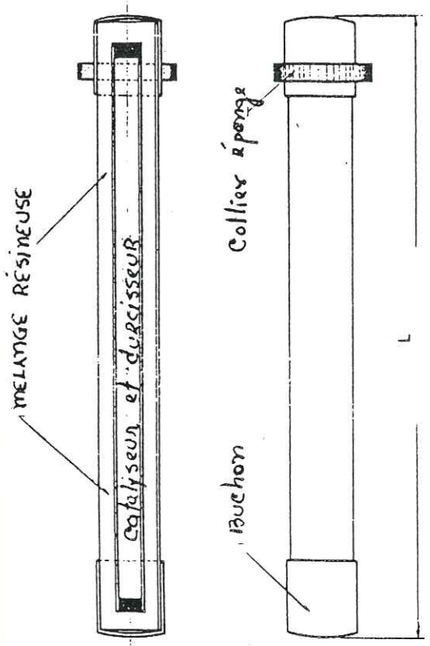
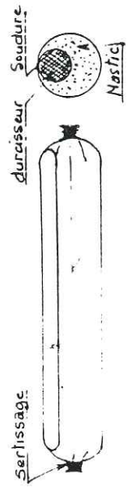


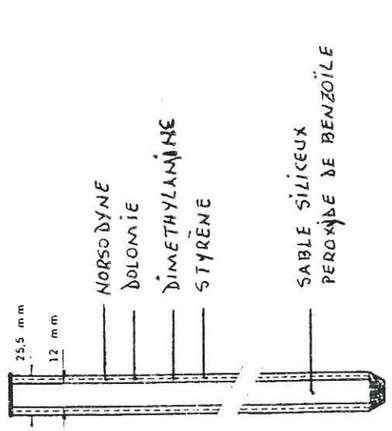
Figure 82 : Types de plaques, d'après Etablissements GOLDENBERG .



LONGUEUR 1 m.	
ø	Poids
17	0.408
18	0.457
20	0.565
22	0.684
24	0.814
26	0.955
32	1.446

CARTOUCHE DE RESINE ARS/MOSELLE





TYPE	VOLUME DE RÉSINE
CS-200	100 cm³
CS-350	175 cm³
CS-450	225 cm³
CS-500	250 cm³

CARTOUCHE DE RESINE CELTITE

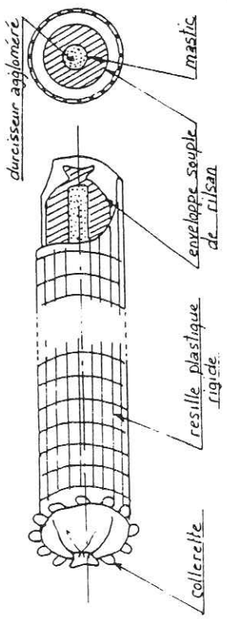


Figure 83 : Types de résine, d'après CELADA TAMAMES.

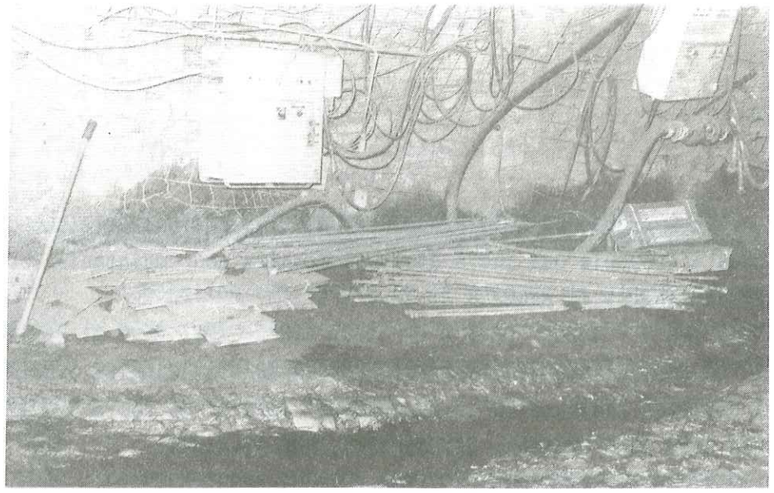


Photo n° 1 : Vue d'ensemble boulons et plaques dans un chantier à la mine de la Mure.

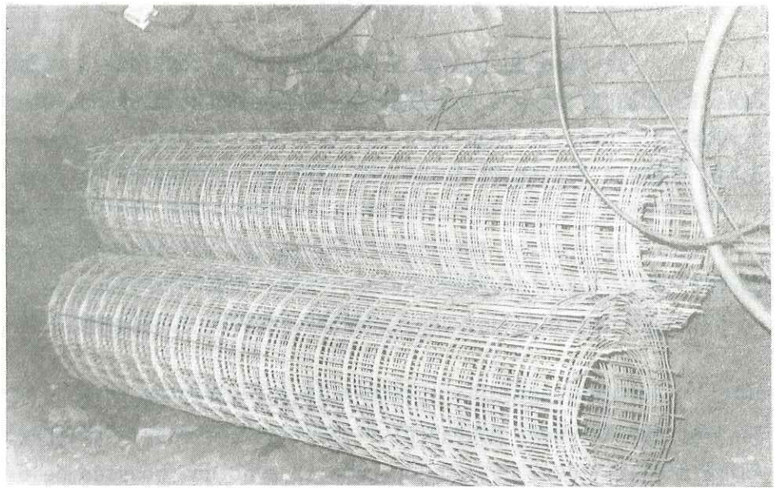


Photo n° 2 : Type de grille utilisée à la mine de la Mure.

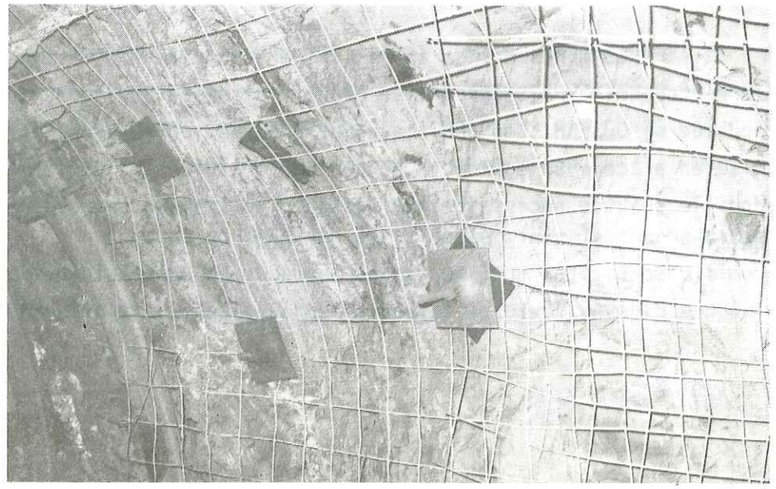


Photo n° 3 : Parement boulonné. Mine de la Mure.

Aujourd'hui, avec les nouvelles résines celtite, on n'utilise plus l'opercule qui jadis était nécessaire pour maintenir les charges des trous pentés, en place.

L'attention est ici attirée sur la quantité exacte de résine à utiliser (aujourd'hui 2 cartouches celtite de 700 x 6 CF) et par leur bon état (pas brisées, pas durcies, pas liquides).

IV.3.3. La pose du boulon

La pose du boulon proprement dite consiste à enfoncer la tige dans le trou à travers les charges en l'animant d'un mouvement de rotation à vitesse élevée et régulière, évitant de s'arrêter au cours de l'opération, ou de tourner longtemps après que la tige ait touché le fond du trou.

Maintenant les tiges sont toutes taillées en biseau, ce qui permet un meilleur déchirement de l'emballage plastique de la charge et un meilleur malaxage des deux constituants de la résine.

Cette pose est aujourd'hui, du moins pour les voies principales, assurée par le jumbo MONTABERT, lequel assure aussi la foration du trou. Animé d'une vitesse de 400 Tours/mn et avec une poussée de 6 KN, il prend entre 45 et 50 s pour la mise en place d'un boulon.

La mine utilise aussi, la perforatrice MEUDON type 860 P et la perforatrice HAUSHERR animée d'une vitesse de 800 tours/mn, et d'une poussée de 0,3 KN. Ces deux machines prennent entre 30 et 45 s pour la mise en place d'un boulon. Avec ces perforatrices, l'utilisation d'une douille s'avère nécessaire pour assurer la liaison entre perforatrice et tige.

IV.3.4. La pose de la plaque

L'opération est suivie de la pose de la plaque ce qui est fait soit par le même jumbo, soit par la clé à chocs quand on utilise la perforatrice ; cette clé assure un couple de serrage de 28 m-Kg tandis que le jumbo assure un serrage de 35 m-Kg.

La bonne pose demande souvent d'une purge pour que la plaque puisse s'appuyer au rocher sur toute sa surface, mais cela ne se fait presque jamais .

IV.3.5. La pose de la grille

Finalement, la pose de la grille qui ne se fait pas toujours aussi régulière que souhaité, complète le cycle du boulonnage.

En principe, celle-ci est posée à 4 ou 5 m du front pour éviter sa détérioration au moment du tir.

De grandes plaques planes l'attachent au bout filetés du boulon Le serrage de ce dernier écrou se fait à la perforatrice.

IV.4. APPAREILLAGE POUR LES TESTS

Puisque les boulons travaillent essentiellement en traction, l'essai à la traction in situ est le système de contrôle internationalement accepté. Cependant, en raison de la complexité des champs de contraintes existants, ils travaillent aussi en flexion et au cisaillement.

L'essai de traction sert à déterminer la courbe caractéristique effort-déplacement des boulons ancrés et leur résistance ultime ; donc, la détermination de la sorte de boulon la plus convenable pour chaque sorte de roche.

La réalisation de l'essai ne consiste qu'à appliquer un effort de traction à l'extrémité libre du boulon, ce qui se fait à l'aide d'un vérin hydraulique (le vérin creux) lié à une pompe à main. Ce vérin a la capacité de pouvoir rompre le boulon et de supporter un déplacement de 50 mm. Pour que la force exercée sur le boulon n'ait qu'une composante axiale, ce qui demande d'une surface plane, il faut parfois enlever des écailles et utiliser un dispositif adéquat lequel s'interpose entre le vérin et le bout du boulon ; ce dispositif est toujours un tube-rallonge fileté.

Un manomètre permet la lecture de la pression exercée ; une échelle millimétrique permet, à son tour, la lecture de l'allongement atteint.

La sélection des boulons à tester est faite au hasard mais respectant toutefois une certaine distance variant entre 5 et 10 m.

Nous montrons ces appareils dans la figure 84.

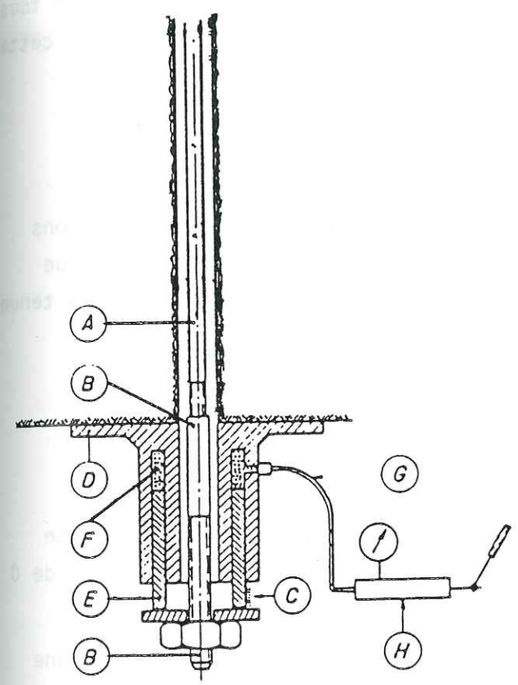
IV.4.1. Modalités des essais

- Préparation du vérin

Le vérin doit être installé de façon à ce que la direction de l'effort soit la même que celle du boulon. Aucun obstacle ne devra venir empêcher la mesure du déplacement. Le vérin doit bien s'appuyer sur la roche.

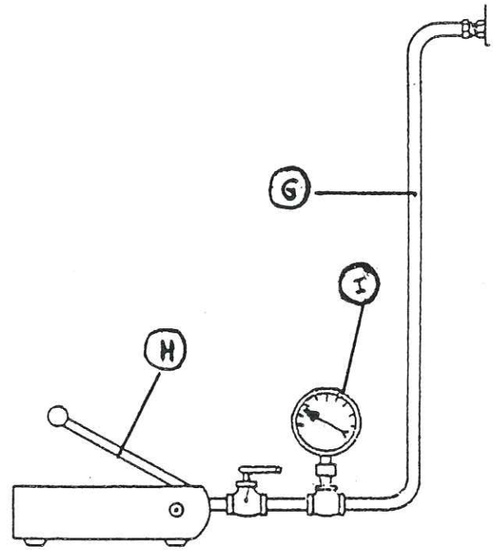
- Pour commencer l'essai, une charge initiale de 5 KN au maximum doit être appliquée ; on prend ensuite une première mesure du déplacement qui est considérée comme point de départ.

- L'essai est continué, en augmentant l'effort progressivement, jusqu'à ce qu'on atteigne la rupture ou un déplacement supérieur à 40 mm.



A _ Tige du boulon essayé
B _ Tube rallonge fileté
C _ Lecture de l'allongement (d)
D _ Corps du vérin creux
E _ Piston
F _ Huile
G _ Flexible de raccordement à la pompe
H, I Pompe et manomètre de lecture de la pression appliquée (P) ou de l'effort (F)

Fig. _Vérin annulaire de traction sur boulon



pompe et manomètre

Figure 84 : Essai de traction sur les boulons. Appareillage utilisé.

- Les lectures de charge et de déplacement doivent se faire tous les 5 KN ou bien, si le déplacement est supérieur à 5 mm, à partir de cette lecture. La charge doit s'appliquer à une vitesse de 10 à 20 KN/mn.

IV.4.2. Modalités particulières à nos essais

Puisque pour nous, il ne s'agissait pas de tester les boulons jusqu'à la rupture, nos modalités sont un peu différentes de celles que nous venons de numéroter ; en effet, il ne s'agit là que de tester la tenue à 150 KN, seuil réduit actuellement à 97 KN seulement.

Les étapes sont :

- On prépare le vérin comme dans le cas précédent.

- En ouvrant la valvule et en pompant on commence la mise en tension du boulon ; la charge initiale correspondant à un déplacement de 0 est prise aux 44 KN.

- A partir de là, on augmente régulièrement la tension, à une vitesse de 17 KN/mn. A chaque fois qu'on atteint cette valeur, on arrête le pompage et après stabilisation de la mesure au manomètre on lit le déplacement correspondant.

- On arrête l'essai au bout de 150 KN (ou de 97 KN).

Les données de ces essais servent à dessiner la courbe effort-déplacement (allongement + glissement) ; donc, à déterminer la résistance de l'ancrage (charge maximale atteinte avant la rupture).

L'objectif touche aussi le contrôle des capacités de la roche en fonction des pressions appliquées.

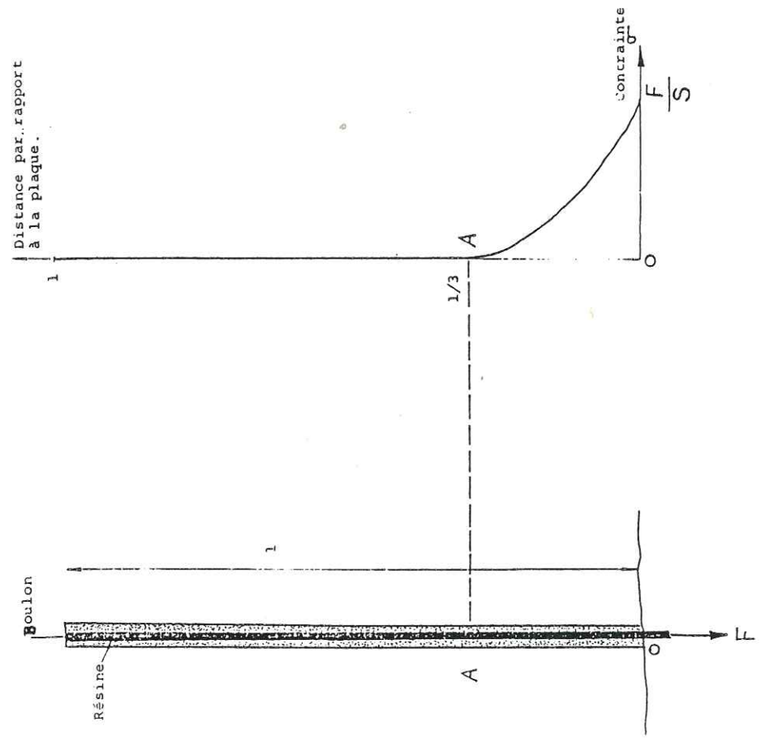
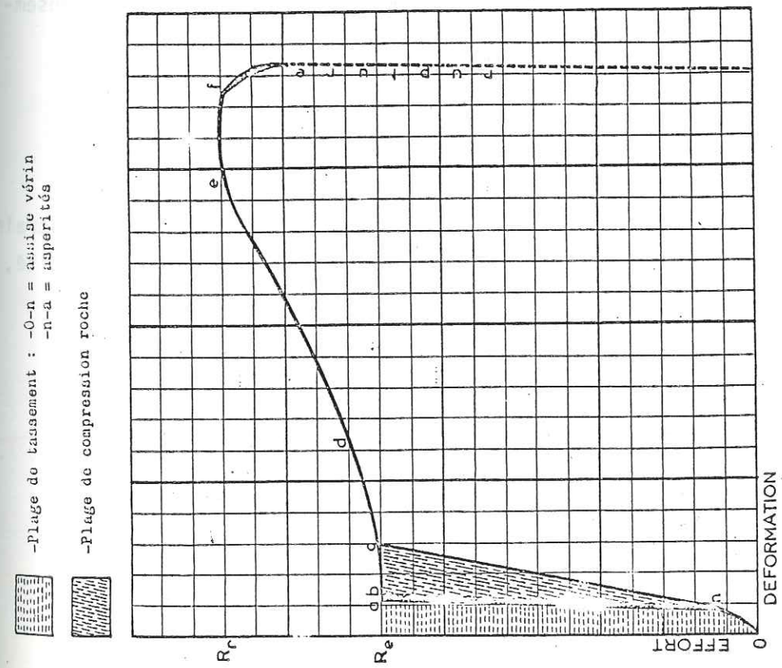


Figure 86 : Répartition des contraintes dans un boulon à ancrage réparti soumis à une traction à son extrémité, d'après E. TINCELIN.



a - b : première phase module élasticité
b - c : développement de la compression roche
c - d : palier de détente plastique répartie de la tige
d - e : montée répartie en tension d'allongement
e - f : palier de striction rupture de plus en plus ponctuel
f - g : étranglement de striction rupture court (fragile)
où long (ductile)

Figure 85 : Diagramme de traction type, d'après Etablissements ANCRAL.

Les résultats d'une campagne d'essai comme celle-ci donnent des indications sur un possible renforçage et aussi sur la façon dont celui-ci devra être entrepris : reboulonnant ou bien en mettant des cintres.

Nous reviendrons sur ces courbes d'effort-déplacement quand nous essayerons de comprendre leurs aspects, vis-à-vis de certains paramètres (diamètre annulaire, type de tige, résine, etc.). Nous voulons dès maintenant commenter leurs allures générales : elles présentent, habituellement, une phase linéaire ou pseudo-linéaire qui est parfois précédée d'une phase de mise en serrage du vérin par écrasement superficiel des terrains .Autour de 135 KN, ou même de 150 KN, on constate souvent un changement de pente de la courbe : pallier de détente plastique répartie de la tige ; l'essai se termine par l'arrachement, par la rupture de la tige, ou parce qu'on a déjà atteint la limite de charge déterminée au préalable.

C'est la pente de la première phase linéaire de la courbe effort-déplacement qui, dans chaque essai, caractérise le comportement de l'ensemble tige-résine-terrain sous un effort de traction.

La figure 85 montre les phases successives trouvées au long d'un essai de traction conduit jusqu'à la rupture.

Nous montrons aussi, sur la figure 86 la répartition des contraintes dans un boulon à ancrage réparti soumis à une traction à son extrémité, d'après Mr TINCELIN.

IV.5. PARAMETRES AYANT UNE INFLUENCE SUR LA TENUE DU BOULON

Les paramètres que nous avons pu dégager comme ayant un rôle important sur la tenue du boulon sont :

1. La tige
   diamètre, et surtout, type : lisse nervurée.
2. La résine
   temps de prise, rigidité, vieillissement.
3. La roche
   Propriétés mécaniques, discontinuités, altérabilité.
4. L'engin de pose
   Temps d'enfoncement, vitesse de rotation, poussée.
5. L' espace annulaire
6. Le temps après la pose
7. Le serrage de la plaque
8. L'inclinaison par rapport aux bancs :
   perpendiculaire, parallèle, autre.

Pour étudier ces paramètres, nous avons choisi une voie qui présentait des exemples concluants du rôle joué par la plupart d'entre eux ; cette voie est celle de l'infrastructure du niveau 21 du quartier des Rioux.

Nous sommes allés également analyser ce qui se passait dans d'autres voies horizontales où la présence d'une certaine homogénéité dans les terrains traversés conseillait fort bien ce mode de renforcement.

Finalement, nous avons pris des exemples de la descenderie 21-22 des Rioux où la présence d'une zone mauvaise déconseille ce soutènement.

Pour tous les paramètres étudiés nous donnerons le tableau des caractéristiques relevées et les allures des courbes auxquelles nous avons pu parvenir.

IV.5.1. La tige

Nous avons relevé des données correspondant aux deux sortes de tiges déjà mentionnées : lisses et nervurées.

a. tige lisse diamètre 20

. Diamètre du trou : 28 mm (parfois 27)
. Espace annulaire : 8 mm
. Résine : 2 charges celtite 700 x 6 CF
. Volume de la résine : 700,00 cm^3
. Longueur du trou : 1700 mm
. Longueur de la résine : 1720 mm

Nous donnons l'effort à la limite élastique, F_{EL} (ou à la charge d'arrachement, R_A) ; l'allongement à la limite élastique, Δ_1, et la raideur de la droite tracée à ces limites, K. Cela, compte tenu de l'inclinaison par rapport aux bancs.

b. tige nervurée diamètre 20

Les données de départ étant égales à celles correspondant à la tige lisse, les résultats obtenus sont consignés dans le tableau suivant.

c. Tige lisse diamètre 24

. Diamètre du trou : 35 mm
. Espace annulaire : 11 mm
. Résine : 2 cartouches celtite CS 1000
. Volume de la résine : 1000 cm^3
. Longueur du trou : 1700 mm
. Longueur de la résine : 1420 mm

Nous allons essayer de déceler les changements de comportement quand on utilise cette tige.

Un changement, la profondeur (ici, on se trouve au niveau 20)

TABLEAU N°21. Comportement de la tige lisse de diamètre 20, résine celtite (700 x 6 CF)

	Inclinaison/bancs	F_{EL}, KN	ΔL_{EL}, mm	K, KN/mm
1	Perpendiculaire	150,00	23	6,52
2	Perpendiculaire	150,00	13	11,54
3	Perpendiculaire	150,00	12	12,50
4	Perpendiculaire	62,00 (A)		
5	Perpendiculaire	44,00 (A)		
6	45 °	150,00	21	7,14
7	45 °	150,00	16	9,37
8	30 °	150,00	27	5,55
9	30 °	150,00	21	7,14
10	Parallèle	150,00	18	8,33
11	Parallèle	114,4 (°)	6	19,07

11 SEP. 2003

TABLEAU N° 23. Comportement de la tige lisse de diamètre 24, résine celtite (CS 1000)

	Inclinaison/bancs	F_{EL}, KN	ΔL_{EL}, mm	K, KN/mm
1	Perpendiculaire	150,00	22	6,82
2	"	150,00	9	16,67
3	"	114,40(°)	8	14,30
4	"	44,00(A)		
5	45°	150,00	31	4,84
6	45°	114,40(°)	8	14,30
7	45°	44,00(A)		
8	30°	150,00	8	18,75
9	30°	114,40(°)	6	19,07
10	30°	79,00(°)	7	11,29
11	30°	79,00(°)	3	26,33
12	30°	44,00(A)		
13	30°	44,00(A)		
14	Parallèle	150,00	26	5,77
15	"	150,00	18	8,33
16	"	150,00	11	13,64
17	"	114,40(°)	10	11,44
18	"	44,00(A)		

(A) Arrachement
(°) Coulissement au prochain palier, c'est-à-dire 176 KN
(°°) Tests arrêtés à 96,80 KN

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

TABLEAU N° 22. Comportement de la tige nervurée de diamètre 20 résine celtite (700 x 6 CF)

	Inclinaison/bancs	F_{EL}, KN	ΔL_{EL}, mm	K, KN/mm
1	Perpendiculaire	150,00	31	4,84
2	"	150,00	26	5,77
3	"	150,00	21	7,14
4	"	150,00	19	7,89
5	"	150,00	19	7,89
6	"	150,00	19	7,89
7	"	150,00	17	8,82
8	"	150,00	11	13,64
9	"	150,00	10	15,00
10	"	150,00	10	15,00
11	"	150,00	9	16,67
12	"	132,00(°)	32	4,12
13	"	132,00(°)	8	16,50
14	"	96,80(°)	25	3,87
15	"	96,80(°°)	12	8,07
16	"	96,80(°°)	9	10,75
17	"	96,80(°°)	6	16,13
18	"	96,80(°°)	4	24,20
19	"	62,00(A)		
20	45°	150,00	44	3,41
21	45°	150,00	29	5,17
22	45°	150,00	21	7,14
23	45°	132,00(°)	5	26,40
24	45°	44,00(A)		
25	45°	44,00(A)		
26	30°	150,00	35	4,29
27	30°	150,00	35	4,29
28	30°	150,00	16	9,37
29	30°	150,00	14	10,71
30	30°	150,00	13	11,54
31	30°	150,00	9	16,67
32	30°	132,00(°)	14	9,43
33	30°	132,00(°)	12	11,00
34	30°	132,00(°)	9	14,67
35	30°	114,40(°)	12	9,53
36	30°	114,40(°)	7	16,34
37	30°	96,80(°)	16	6,05
38	Parallèle	150,00	35	4,29
39	"	150,00	19	7,89
40	"	150,00	16	9,37
41	"	150,00	16	9,37
42	"	150,00	15	10,00
43	Parallèle	132,00(°)	19	6,95
44	"	132,00(°)	18	7,33
45	"	132,00(°)	18	7,33
46	"	114,40(°)	6	19,07

Des tableaux précédents nous pouvons tirer les conclusions suivantes, compte tenu du fait qu'aucun des boulons n'est testé jusqu'à l'arrachement quand il tient à plus de 150 KN (généralement cet arrachement survient vers 170 ou 200 KN). Donc, les essais n'étant pas destructifs, notre analyse ne se fait pas jusqu'à la rupture mais jusqu'à dépasser légèrement la limite élastique prévue aux alentours de 130 KN.

Pour les trois sortes de tiges étudiées nous regroupons celles qui tiennent à 150 KN ou plus.

TABLEAU N° 24. Comparaison du comportement des trois types de tiges

Inclinaison / bancs		Tige lisse diam.20 mm	Tige nervurée diam.20 mm	Tige lissée diam.24 mm
Perpendiculaire	Km	10,19	10,05	11,74
	Δl_m	16,00	17,45	15,50
	n	3,00	11,00	2,00
	$\varepsilon.t/Km$	2,62	3,99	4,92
	$\varepsilon.t/\Delta l_m$	4,97	6,75	6,50
45 °	Km	8,26	5,24	4,84
	Δl_m	18,50	31,33	31,00
	n	2,00	3,00	1,00
	$\varepsilon.t/Km$	1,11	1,52	0,00
	$\varepsilon.t/\Delta l_m$	2,50	9,53	0,00
30 °	Km	6,35	9,48	18,75
	Δl_m	24,00	20,33	8,00
	n	2,00	6,00	1,00
	$\varepsilon.t/Km$	0,79	4,31	0,00
	$\varepsilon.t/\Delta l_m$	3,00	10,58	0,00
Parallèle	Km	8,33	8,18	9,25
	Δl_m	18,00	20,20	18,33
	n	1,00	5,00	3,00
	$\varepsilon.t/km$	0,00	2,07	3,28
	$\varepsilon.t/\Delta l_m$	0,00	7,52	6,13
	Diam.annulaire 8 mm		8 mm	11 mm

Etant donné l'écart existant entre la taille de ces trois populations de même que la taille aussi réduite de chacune d'entre elles, dans le tableau suivant, nous montrons les fourchettes des résultats sans faire des calculs statistiques plus élaborés.

Pour conclure en ce qui concerne la tige comme paramètre jouant sur la tenue du boulon, nous avons élaboré le tableau suivant.

TABLEAU N° 25. Tenue des boulons d'après le type de tige

n	Tige	(1) Boulon tenant à plus de 150 KN, %	(2) Boulon arraché au cours de l'essai,%	(3) Boulon coulissé au cours de l'essai,%	(4) Rapport (2)/(1)
11	Diam. 20 mm lisse	72,72	18,18	9,09	0,25
48	Diam. 20 mm nervurée	56,25	6,25	29,17	0,11
18	Diam. 24 mm lisse	38,89	27,78	33,33	0,71

k_m : raideur moyenne, KN/mm.
Δl_m : allongement + glissement moyen, mm
n : nombre de boulons testés
s : écart type

De ce tableau, nous tirons les conclusions suivantes :

1. La plus mauvaise tenue est celle des boulons de diamètre 24 mm lisses. Cela nous semble plutôt dû au diamètre annulaire (plus important) qu'au diamètre de la tige, car il est évident que l'adhérence résine-tige, qui conditionne le bon travail du boulon, est d'autant plus importante que diamètre de la tige est grand. D'autre part, ce type de tige, étant la première à être utilisée, des défauts de pose peuvent aussi être à l'origine de ces anomalies.

2. Au début, tout semblait indiquer que le boulon de diamètre 20 lisse était celui qui tenait le mieux. Mais l'analyse complète du tableau démontre que ce sont les boulons de diamètre 20 nervurés qui tiennent le plus, suivis de ceux de diamètre 20 lisses.

3. A la limite des 150 KN, nous avons pu remarquer un déplacement moyen de 16 mm dans tous les cas étudiés. Cela donne une raideur très proche pour ces trois sortes de tiges.

4. Finalement, nous attirons l'attention sur le fait que la raideur la plus importante correspond aux boulons posés perpendiculairement aux strates d'où la nécessité de garder cette direction comme préférentielle. Nous avons aussi remarqué que la direction parallèle aux bancs ne semble pas être la pire, mais celle à 45°.

Un plan de boulonnage bien adapté devra permettre d'éviter cette direction non conseillée.

La figure 87 montre l'allure des courbes correspondant à ces trois sortes de tiges, desquelles on peut déduire trois zones : la première, allant jusqu'à 60 KN, correspond à la phase de serrage ; la deuxième, de 60 KN à 130 KN, correspondant à la phase linéaire, et enfin, la troisième, en-dessus de cette valeur, montre le début de la phase plastique.

Là on peut s'apercevoir que la phase linéaire la plus pentée est celle correspondante à la tige nervurée de diamètre 20 mm. Donc, la plus raide.

Toutefois, la différence bien nette entre ces deux types de tiges : lisses et nervurées est déduite des deux comportements montrés dans la figure 88 où on a affaire à une tige plus déformable.

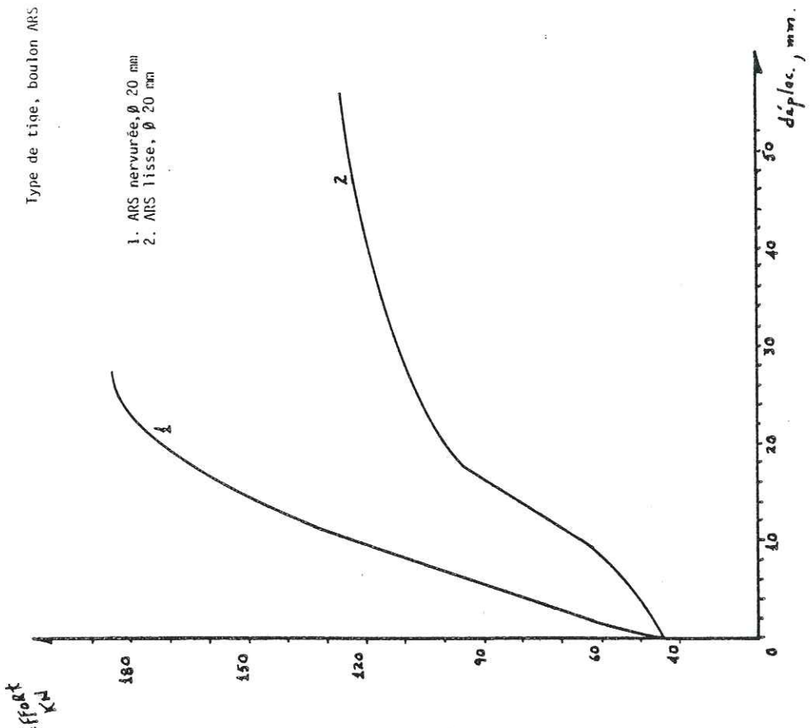


Figure 88 : Courbes de traction d'après la déformabilité de la tige.

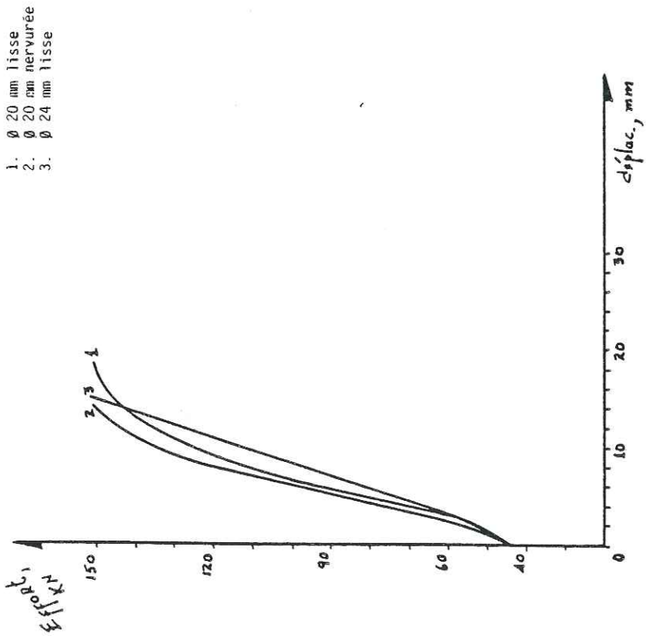


Figure 87 : Courbes de traction d'après le type de tige.

IV.5.2. La résine

. Données générales

Pour ce qui concerne l'étude de ce paramètre, nous allons rappeler les données générales de départ néanmoins pour les propriétés mécaniques des tiges nervurées de diamètre 20 mm du secteur des Rioux, préparatoire sud, il faut revoir le paragraphe IV.5.1.b.

. diamètre de la tige : 20 mm, nervurée
. diamètre du trou : 28 mm
. diamètre annulaire : 8 mm
. Longueur du trou : 1700 mm
. Résine : 2 charges celtite 700 x 6 CF
. Volume de la résine : 700 cm^3
. Longueur de la résine : 1720 mm.

Nous avons mis en évidence l'incidence des résines sur la tenue en analysant 4 sortes parmi l'ample gamme que la mine a utilisée.

C'est encore du niveau 21 des Rioux, préparatoire sud, d'où nous avons tiré ces données .

a. Celtite 700 x 6 CF, 2 charges

Les résultats trouvés sont exactement les mêmes que ceux donnés dans le paragraphe IV.5.1.b. déjà étudié quand nous avons fait allusion à la sorte de tige.

b. Ars 600 x 4 R1

Par rapport aux données générales les seules qui changent sont :

. Volume de la résine : 623 cm^3

. Longueur de la résine : 1750 mm

Les résultats obtenus sont consignés sur le tableau.

TABLEAU N° 26. Comportement de la tige nervurée de diamètre 20, résine ARS (600 x 4 R 1) aux Rioux N.21. Préparatoire Sud

	Inclinaison/bancs	F_{EL}, KN	ΔL_{EL}, mm	K, KN/mm
1	Perpendiculaire	158,00	20	7,90
2	"	158,00	10	15,80
3	30 °	150,00	24	6,25
4	30 °	132,00(°)	10	13,20
5	Parallèle	158,00	28	5,64
6	"	158,00	12	13,17
7	"	150,00	38	3,95
8	Terrain broyé	132,00(°)	18	7,33
9	" "	44,00(A)		

c. Ars 600 x 6 AR 1, 2 charges

Les seuls paramètres qui changent par rapport aux données générales sont :

. Volume de la résine : 623 cm^3

. Longueur de la résine : 1750 mm

Les résultats que nous avons tirés sont montrés dans le tableau.

TABLEAU N° 27. Comportement de la tige nervurée de diamètre 20, résine ARS (600 x 6 AR 1) aux Rioux N.21 Préparatoire Sud

	Inclinaison/bancs	F_{EL}, KN	ΔL_{EL}, mm	K, KN/mm
1	45 °	44,00(A)		
2	Parallèle	132,00(°)	19	6,95
3	Terrain broyé	150,00	12	12,50

d. Celtite 500 x 2 H, 3 cartouches

L'utilisation de ce type de résine entraine les changements suivants :

. Volume de la résine : 750 cm^3

. Longueur de la résine : 1905 mm

TABLEAU N°28. Comportement de la tige nervurée de diamètre 20 résine celtite (500 x 2 H) aux Rioux N.21. Préparatoire sud

	Inclinaison/bancs	F_{EL}, KN	ΔL_{EL}, mm	K, KN/mm
1	45 °	150,00	24	6,25
2	45 °	150,00	16	9,37
3	45 °	150,00	15	10,00

e. D'autres sortes de résine utilisées

- ARS 600 x 6 AR 2, 2 charges,
- Celtite U.R. (ultra-rapides), 2 charges,

- Titanite (2 charges) pour les boulons tenant à plus de 150,00 KN nous avons pu remarquer des déplacements plus importants.

A cause de la taille des échantillons aussi réduite, nous n'avons pas pu comparer ce paramètre (type de résine) que pour les résines de type C S 700 x 6 CF et ARS 600 x 4 R 1 ; les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau 29..

TABLEAU N° 29. Comparaison du comportement des deux types de résine

Inclinaison/bancs		Tige nervurée de diamètre 20 résine : CS 700 x 6 CF	Tige nervurée de diamètre 20 Résine : ARS 600 x 4R1
Perpendiculaire	Km	10,05	11,85
	Δl_m	17,45	15,00
	n	11,00	2,00
	ε.t/Km	3,99	3,95
	ε.t/Δlm	6,75	5,00
45 °	Km	5,24	
	Δl_m	31,33	
	n	3,00	
	ε.t/Km	1,52	
	ε.t/Δlm	9,53	
30 °	Km	9,48	6,25
	Δlm	20,33	24,00
	n	6,00	1,00
	ε.t/Km	4,31	0,00
	ε.t/Δlm	10,58	0,00
Parallèle	Km	8,18	7,59
	Δlm	20,20	26,00
	n	5,00	3,00
	ε.t/Km	2,07	4,00
	ε.t/Δlm	7,52	10,71

L'analyse de ce tableau montre un meilleur comportement pour la résine celtite (CS 700 x 6 CF) que pour celle d'ARS (ARS 600 x 4 R 1) ; toutefois pour les boulons posés perpendiculairement aux bancs, la résine ARS semble donner des meilleurs résultats.

Raison : un meilleur remplissage (?)

D'autre part, des enquêtes faites aux différents chantiers, ont donné comme résultat que le manque de rigidité et les temps de prise sont des paramètres importants du comportement des résines.

C'est ainsi que pour différentes nuances d'un même type de résine, nuances dues à la rapidité de la prise et à la facilité du malaxage, tout semble montrer qu'une prise trop rapide n'est pas conseillée puisqu'elle empêche l'enfoncement du boulon au-delà d'un mètre (CS 500 x 2 H qualités B ou C). Au contraire, une prise trop lente, rend plus longue la pose du boulon puisqu'il faut le tenir davantage (1 minute ou même 2 pour les nuances ARS 1 et AR 2) et il a quand même tendance à ressortir.

Les figures 89 et 90, essais de traction sur des boulons, où l'unique différence tenait à la sorte de résine utilisée, donnent une idée de l'influence de ce paramètre. On peut y remarquer, en particulier, les effets de l'utilisation des résines ultra-rapides.

- Résines CS 1000, périmées

Les différences trouvées entre les diverses classes de résine n'étant pas assez nettes, nous nous sommes intéressés à l'analyse d'autres essais où les tiges furent mises en place avec de vieilles cartouches de résine. Là, nous avons pu remarquer la grande différence existante par rapport aux tiges scellées avec de bonnes résines, puisque de 27 boulons testés, 19 ont été arrachés. Ces résines étaient si rigides qu'elles n'ont pas été malaxées mais brassées en morceaux au moment de l'enfonçage de la tige.

Les observations suivantes ont été faites dans le quartier des Eperons sur 27 tests.

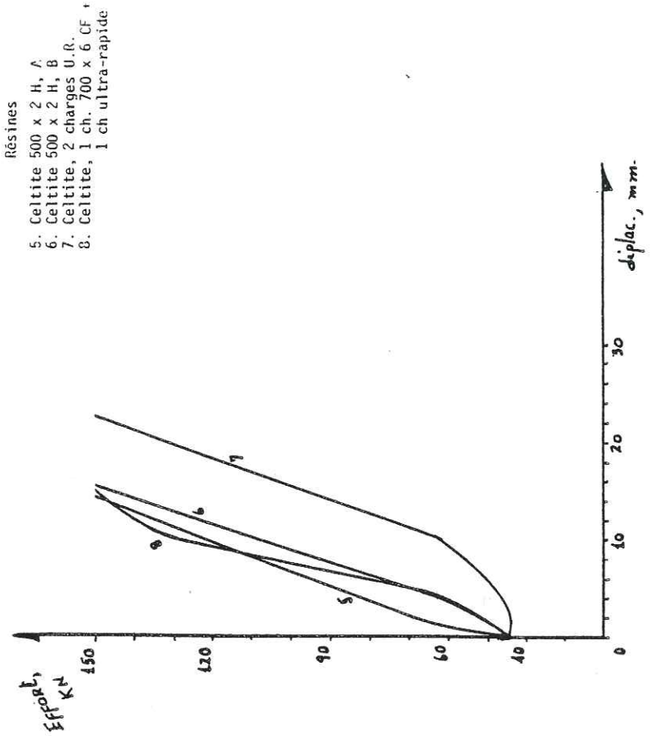


Figure 90 : Courbes de traction d'après le type de résine

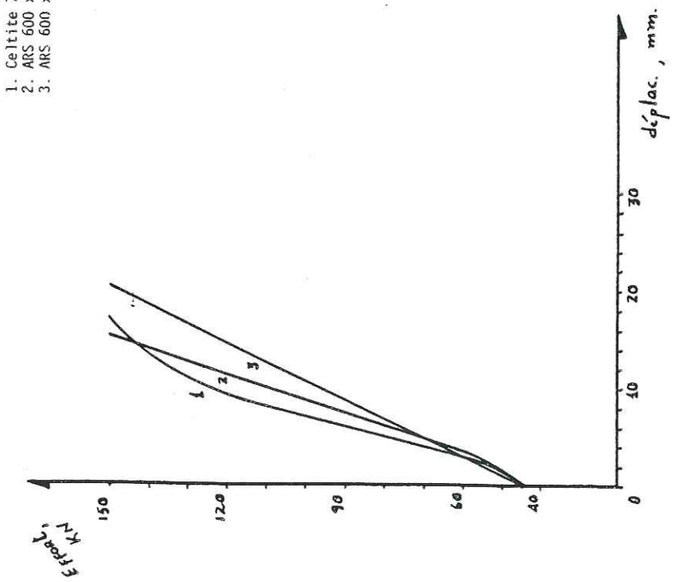


Figure 89 : Courbes de traction d'après le type de résine.

TABLEAU N° 30. Tenue de boulons d'après le vieillissement de la résine

	(1)	(2)	(3)	(4)
Tige	boulon tenant à plus de 150 KN, %	boulon arraché au cours de l'essai, %	boulon coulissé au cours de l'essai, %	rapport (2)/(1)
diamètre 20 mm lisse	25,92	37,04	37,04	1,43

D'où la mauvaise tenue résultante de l'utilisation des résines dans un état semblable.

Dans le tableau n° 31, nous montrons les résultats des 27 essais.

TABLEAU N°31. Comportement des boulons scellés avec de vieilles résines
Observations faites aux Eperons. N.17

	Inclinaison/bancs	F_{EL}, KN	Δl_{EL}, mm	K, KN/mm
1	45°	150,00	11,00	13,63
2	45°	44,00(A)		
3	45°	44,00(A)		
4	30°	150,00	21,00	7,14
5	30°	150,00	18,00	8,33
6	30°	150,00	11,00	13,64
7	30°	150,00	11,00	13,64
8	30°	132,00(°)	21,00	6,29
9	30°	132,00(°)	5,00	26,40
10	30°	96,80(°)	11,00	8,80

11	30°	79,20 (°)	3,00	26,40
12	30°	44,00 (A)		
13	30°	44,00 (A)		
14	30°	44,00 (A)		
15	30°	44,00 (A)		
16	30°	44,00 (A)		
17	30°	44,00 (A)		
18	Parallèle	150,00	31,00	4,84
19	"	150,00	15,00	10,00
20	"	132,00 (°)	18,00	7,33
21	"	132,00 (°)	13,00	10,15
22	"	114,40 (°)	8,00	14,30
23	"	96,80 (°)	9,00	10,75
24	"	79,20 (°)	13,00	6,09
25	"	79,20 (°)	6,00	13,20
26	"	44,00 (A)		
27	"	44,00 (A)		

On peut néanmoins obtenir une amélioration quand on est contraint à utiliser les résines périmées : cela est possible mais pas conseillé, par l'utilisation combinée de deux charges : une périmée et une nouvelle.

Les résultats précédents montrent bien le rôle que le bon état de la résine joue pour atteindre une bonne tenue.

IV.5.3. La roche

Compte tenu de la qualité des roches rencontrées dans notre site, généralement du grès et du schiste gréseux, le soutènement par des boulons scellés à la résine est un renforcement bien adapté, ces deux sortes de roches étant par elles-mêmes résistantes et pour la plupart saines.

Nous avons pu constater pour notre rocher :

- une résistance élevée, entre 104 et 217 MPa (voir chapitre II) ;
- la présence de 3 familles principales de discontinuités montrant généralement un parallélépipède, la famille principale correspondant à la stratification ; les deux autres pouvant être le résultat des effets tectoniques et de la schistosité. Ces discontinuités sont espacées entre 20 et 60 cm en moyenne ;
- Une susceptibilité au délitage et au gonflement (dans certaines zones) due à la modification des contraintes ;
- La présence de zones à fortes venues d'eau, généralement après l'hiver.

D'autre part, nous avons suposé, faute de toute mesure in situ, des contraintes naturelles relativement faibles (par rapport à sa résistance à la compression, prise en moyenne égale à 140 MPa.

Ce rapport est de l'ordre de :

$\sigma_c/\sigma_v = 9$

De ces faits, le boulonnage scellé à la résine (s'accompagnant d'une grille) s'avère comme une bonne méthode de soutènement. Néanmoins, bien évidemment, le soutènement des zones à fortes venues d'eau demandent un renforçage additionnel et parfois important (le bétonnage).

Mais si cela est vrai dans la plupart des sites rencontrés, il est certain que dans d'autres sites (Présence des zones broyées) il n'est pas conseillé.

Nous allons analyser ce qui se passe à la descenderie 21-22 de Rioux N.21 où la présence d'une zone mauvaise à montré l'inéfficacité de ce soutènement.

Le boulonnage dans cette descenderie a été fait gardant les paramètres suivants :

. tige nervurée de diamètre 20 mm
. diamètre annulaire : 8 mm
. résine : 2 cartouches celtite CS 700 x 6 CF

TABLEAU N°32a. Tenue des boulons - qualité de la roche
(Rioux N.21 Desc. 21-22 Roche saine)

	Inclinaison/bancs	F_{EL}, KN	Δl_{EL}, mm	K, KN/mm
1	45°	150,00	50,00	3,00
2	45°	150,00	25,00	6,00
3	45°	44,00(A)		
4	30°	150,00	19,00	7,89
5	30°	150,00	16,00	9,37
6	30°	150,00	11,00	13,64
7	Parallèle	150,00	24,00	6,25
8	"	150,00	20,00	7,50
9	"	150,00	16,00	9,37
10	"	150,00	13,00	11,54
11	"	150,00	13,00	11,54
12	"	150,00	12,00	12,50
13	"	150,00	11,00	13,64
14	"	96,80(°)	13,00	7,45

TABLEAU N° 32b.. Tenue des boulons - qualité de la roche
(Rioux N.21. Desc. 21-22 Roche broyée)

	Inclinaison/bancs	F_{EL}, KN	Δl_{EL}, mm	K, KN/mm
1	45°	132,00 (°)	30	4,40
2	45°	114,40 (°)	38	3,01
3	45°	114,40 (°)	11	10,40
4	45°	79,20 (A)		
5	45°	61,60 (A)		
6	30°	44,00 (A)		
7	30°	44,00 (A)		
8	30°	44,00 (A)		

(°) Coulissement au prochain palier, c'est-à-dire à 176 KN.
(A) Arrachement

Vu les résultats de ces derniers essais, la mine avait entrepris le reboulonnage. Les résultats des essais effectués n'ont pas été plus prometteurs ; les voici consignés sur le tableau n° 32c.

TABLEAU 32c. Tenue des boulons - qualité de la roche
(Rioux N.21. Desc. 21-22 Roche broyée reboulonnée)

	Inclinaison/bancs	F_{EL}, KN	Δl_{EL}, mm	K, KN/mm
1	Perpendiculaire	150,00	10	15,00
2	"	150,00	8	18,75
3	"	114,40 (°)	13	8,80
4	"	114,40 (°)	12	9,53
5	"	96,80 (°)	7	13,83
6	"	79,20 (°)	7	11,31
7	"	61,60 (A)		
8	"	26,40 (A)		
9	30°	114,40 (°)	22	5,20
10	Parallèle	150,00	16	9,37
11	"	114,40 (°)	15	7,63
12	"	44,00 (A)		
13	"	35,20 (A)		
14	Terrain broyé	150,00	29	5,17
15	"	150,00	10	15,00
16	"	132,00 (°)	16	8,25
17	"	61,60 (°)	3	20,53
18	"	61,60 (°)	2	30,80
19	"	35,20 (A)		
20	"	26,40 (A)		

(°) Coulissement au prochain palier, c'est-à-dire 176 KN.
(A) Arrachement

L'analyse de ces trois tableaux nous conduit au tableau n°33 dans lequel nous résumons les comportements trouvés.

TABLEAU N° 33. Tenue des boulons d'après la qualité de la roche

n	Roche	(1) boulon tenant à plus de 150 KN, %	(2) boulon arraché au cours de l'essai, %	(3) boulon coulissé au cours de l'essai, %	(4) Rapport (2)/(1)
14	Saine	85,71	7,14	7,14	0,08
8	Broyée boulonnée	00,00	37,50	62,50	-
20	Broyée reboulonnée	25,00	45,00	30,00	1,80

Ce tableau illustre bien qu'en présence d'une zone faillée (broyée) le cintrage s'impose.

IV.5.4. L'engin de pose

La tenue rapide et efficace du boulon est essentiellement liée à une mise en oeuvre correcte de la tige dans la cartouche de résine.

Il est essentiel pour cela que la vitesse de rotation à vide de l'engin de pose soit de 350 tours/mn au moins, que sa poussée (compte tenu de la longueur des tiges, de son diamètre et des irrégularités du forage) soit toujours supérieure ou égale à 0,3 KN et que le temps de pose soit compris entre 30 et 50 secondes (du fait des sortes de résines utilisées).

Le non respect de ces trois conditions se traduit par un malaxage non homogène des constituants de la cartouche ; donc une mauvaise tenue. Cela peut se révéler tout de suite par la tendance du boulon à glisser par son propre poids, ou suite à des tractions trop faibles : 20 à 50 KN.

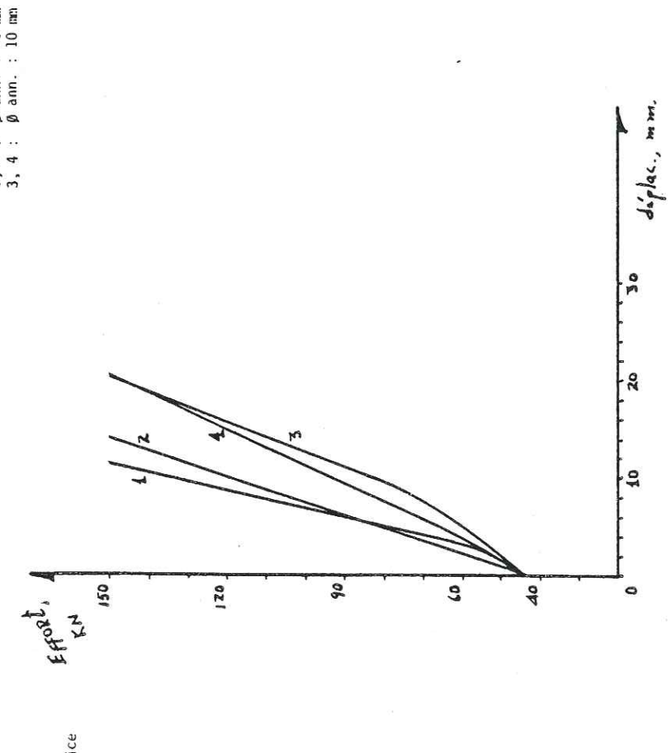


Figure 92 : Courbes de traction d'après le diamètre annulaire.

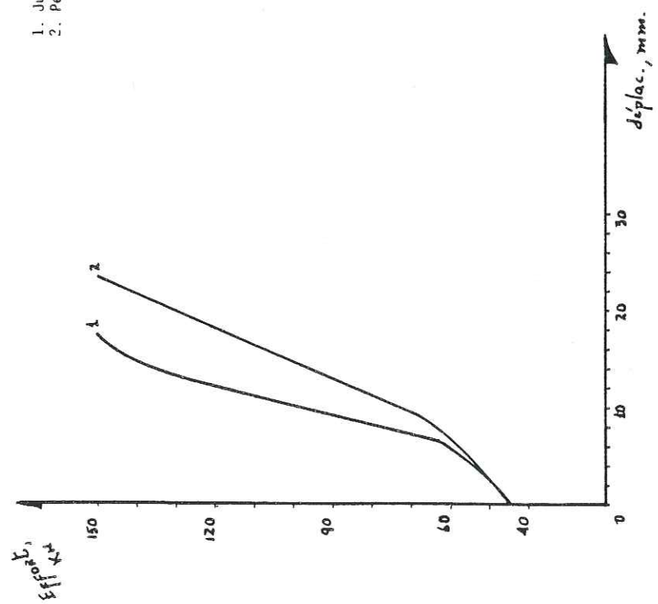


Figure 91 : Courbes de traction d'après la machine de pose.

Comme nous l'avons dit auparavant, la mine a utilisé plusieurs engins pour l'enfonçage des tiges ; on en compte au moins 2 : le jumbo (Pantofore) et la perforatrice Meudon.

Malheureusement, nous n'avons pas assez de tests pour faire une analyse statistique sérieuse. Néanmoins les indications auxquelles nous avons aboutis sont :

Aux mêmes conditions de travail, tout montre que la pose au jumbo donne les meilleurs résultats. Cela se révèle par le pourcentage des boulons qui tiennent à plus de 150 KN, par l'ampleur des déplacements atteints à ce seuil et par la pente de la droite entre la phase de serrage et la limite élastique .

C'est pour la perforatrice que nous avons trouvé les plus importants déplacements aux 150 KN.

Les allures moyennes trouvées en analysant 3 exemples de boulons posés par ces engins sont montrés sur la figure 91.

IV.5.5. L'espace annulaire

Nous avons déjà attiré l'attention à propos de ce paramètre quand nous avons étudié les caractéristiques des tiges.

Pour nous, l'espace annulaire est l'un des plus importants critères à respecter car c'est lui qui va garantir le remplissage correct du trou ; donc, le parfait assemblage roche-résine-boulon. Ce bon remplissage n'est pas toujours possible puisqu'il apparaît souvent nécessaire d'effectuer un premier forage à un diamètre plus important. Cela en liaison des inconvénients du chantier.

A titre d'exemple, nous donnons les allures de 4 courbes dessinées d'après les résultats de 4 essais de traction effectués au chantier des Chuzins 5300, l'unique différence n'était que le diamètre du trou : 28 pour les deux premiers ; 30 pour les deux derniers. Il s'agissait là des boulons de diamètre 20 mm nervurés mis en place avec deux charges de résine celtite x 6 AR 1.

Ces courbes, Figure 92, montrent bien l'effet du diamètre annulaire : on peut remarquer que les courbes dessinées pour un diamètre annulaire de 8 mm sont plus redressées et plus linéaires, donc plus raides que celles à 10 mm de diamètre annulaire.

Le problème d'un diamètre annulaire trop grand est le non malaxage correct du catalyseur ; et celui d'un diamètre trop petit est de ne pas permettre le bon enfonçage du boulon. Il s'avère pourtant qu'une plage de 6 à 8 mm est toujours à respecter.

IV.5.6. Le temps après la pose

Nous avons voulu également analyser le comportement des boulons scellés à la résine par rapport au temps après la pose ; pour cela, nous avons pris comme exemple des tests effectués à diverses temps après la mise en place des boulons : ces temps étant de 1 h 30 mm après la pose, le lendemain de la pose et une semaine après.

Puisque nous n'avons pas trouvé d'anomalies dans les allures des courbes, nous avons conclu que la tenue est immédiate et qu'un boulon posé dans de bonnes conditions (respectant tous les paramètres concernés) commence à travailler à presque 100 % de sa capacité, dès sa pose.

A ce propos, d'après Mr LETHUAIRE, du bureau d'études de Lenoir et Mernier, environ un mois après Polymérisation, une légère plasticité résiduelle vient améliorer la tenue du scellement.

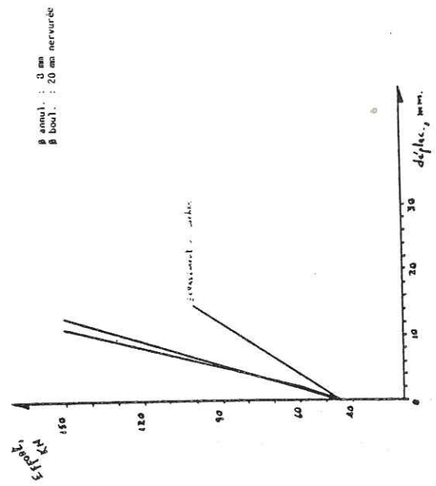


Figure 95 : Courbes de traction de boulons testés une semaine après la pose

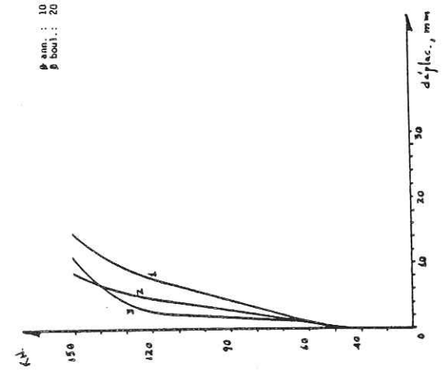


Figure 94 : Courbes de traction de boulons testés le lendemain de la pose

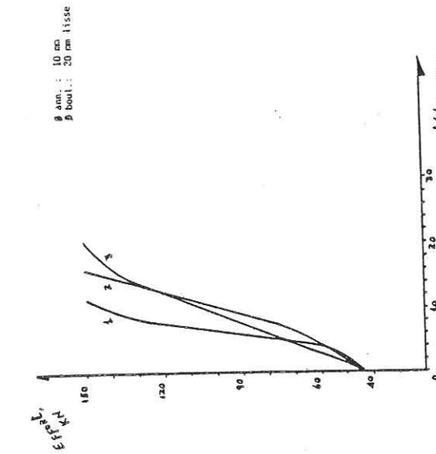


Figure 93 : Courbes de traction de boulons testés 1 h 30 mm après la pose.

A leur avis , Mrs DEJEAN et RAFFOUX, étudiant le comportement à terme des boulons scellés à la résine (observations faites aux H.B.L. sur des voies creusées dans le grès et le schiste gréseux) ont démontré l'efficacité de ce soutènement.

Leurs études ont comporté l'analyse des essais de traction sur des boulons récemment posés et sur des boulons posés jusqu'à 6 ans auparavant.

Nous n'avons pas pu analyser ce qui se passait au-delà d'une semaine car celle-ci est la date limite fixée par la mine pour la réalisation des essais, mais l'ampleur des déplacements observés et les résultats trouvés par Mrs DEJEAN et RAFFOUX laissent prévoir un bon travail.

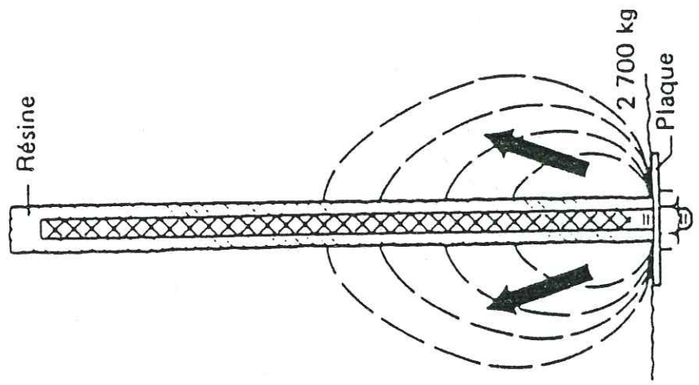
Les figures 93, 94 et 95 montrent les allures des courbes à ces trois moments.

IV.5.7. Le serrage de la plaque

Le boulon à ancrage réparti peut faire partie du système dit passif ou de celui dit actif suivant le serrage de la plaque : plus ce serrage est important, plus le boulon travaille activement dès sa pose.

En principe, nous ne devrions avoir que des boulons actifs, mais une inspection des chantiers, où on trouve parfois plus de 8 cm entre la plaque et le terrain pour certains boulons, nous montre que ce n'est pas toujours le cas.

Bien sûr ces boulons passifs sont aussi efficaces car, du fait du contact intime entre le boulon et le terrain, les fractures et déformations de terrain qui se manifestent le long du boulon chargent rapidement le soutènement. La valeur élevée de l'ancrage par unité de longueur implique une répartition des efforts sur une courte longueur. La tige est vite mobilisée pour résister aux mouvements ultérieurs du terrain.



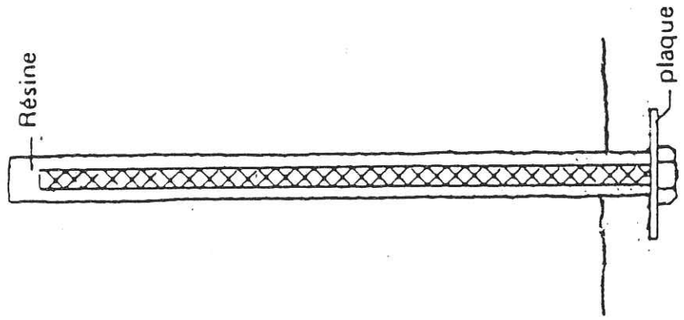


Figure 96 : Ancrage réparti. Système passif et système actif.

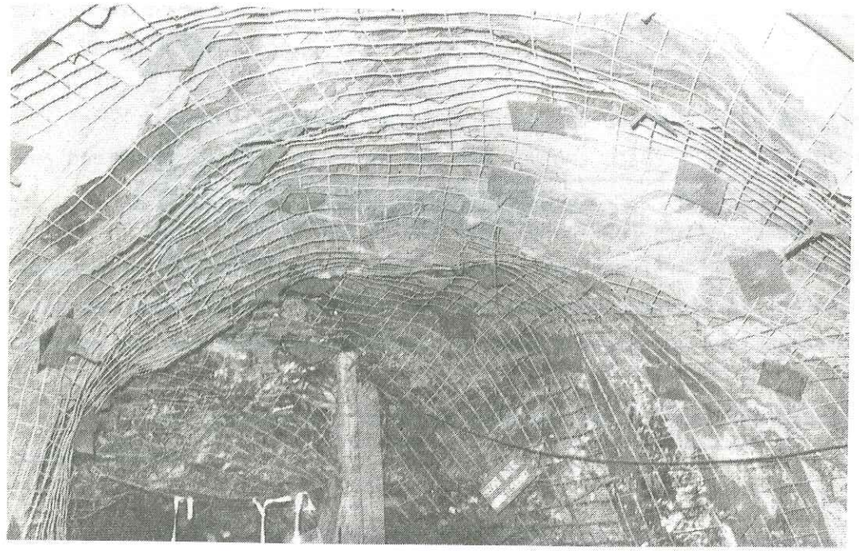


Photo n° 4 : Défauts dans la pose des boulons. Plaques bombées mises à l'inverse.

Dans le système actif (plaque venant serrer le terrain à un couple de blocage d'environ 28 mKg), la plaque vient, une fois que la résine a pris, mettre en tension l'ensemble. Cela est un exemple de soutènement à ancrage réparti et chargement axial obtenu par post-tension. La seule partie active est celle située près de la plaque, généralement 30 à 45 cm au-dessus d'elle. Il y a effectivement une charge de la plaque qui empêche les mouvements de surface des terrains .Le reste de la tige travaille de la même manière que les systèmes passifs.

La figure 96 et la photo n°4 montrent le travail dans ces deux cas.

IV.5.8. L'inclinaison par rapport aux bancs

Dans notre souci de déceler les rapports existants entre l'inclinaison des boulons et leur tenue, nous nous sommes appliqués à l'analyse de tous les résultats de tests effectués depuis le début du boulonnage (mi-avril 1977) jusqu'au début Avril 1981 : un total de 1756 tests réalisés en plus de 30 voies dans les 5 quartiers.

Ces tests sont répartis comme le montre le tableau n° 34.

Le nombre des boulons arrachés et non arrachés au cours de ces essais (effort de test 150 KN) en fonction de l'orientation par rapport aux bancs, se distribue ainsi :

TABLEAU N°35a. Comportement des boulons par rapport à son inclinaison
Tests effectués entre Avril 1977 et Avril 1981

Comport. \ inclin.	Perpendiculaire	%	Parallèle	%	autres inclinaisons	%	Terrain broyé	%
arrachés	139	30,5	203	39,4	233	34,7	74	64,9
non arrachés	317	69,5	312	60,6	438	65,3	40	35,1
TOTAL	456	100%	515	100%	671	100%	114	100%

TABLEAU N° 34. Répartition des tests analysés

Quartier	Voie	Nombre de tests
CHUZINS	Plan 14	22
	3500	50
	5300	49
	5500	70
	6100	23
	6200	25
	6300	15
	Complexe 6400	7
	7400	23
	7500	26
	8500 Trémie Plan 13	6
	10500	7
	Traverse cheminée 11000	2
	11500	64
	Descenderie I. Cul de sac	20
	Descenderie 21000	17
	Descenderie 23000	82
	23200	103
	25200	77
	25400	6
	TOTAL	694
RIOUX	Niveau 21 - Préparatoire sud	270
	Niveau 21 - Descenderie 21-22	66
	Traçage 110	39
	TOTAL	375
EPERONS	Eperons I	286
	Eperons II	83
	Plan 5	187
	Niveau 17	53
	TOTAL	609
DEVAY	Niveau 15, 8600	38
	TOTAL	38
BEAUME	Niveau 20, croissée 25400	40
	TOTAL	40
	T O T A L	1.756

Après Avril 1981, les essais se poursuivent jusqu'à 97 KN seulement.

Des 257 tests effectués entre Avril 1981 et Octobre de la même année, nous relevons les résultats montrés dans le tableau.

TABLEAU N°35b. Comportement des boulons par rapport à leurs inclinaisons
Tests effectués entre Avril et Octobre 1981

Inclinaison / Comportement	Perpendiculaire	%	Parallèle	%	autres inclinaisons	%	Terrain broyé	%
arrachés	18	15,9	11	23,9	18	26,9	5	16,1
non arrachés	95	84,1	35	76,1	49	73,1	26	83,9
TOTAL	113	100%	46	100%	67	100%	31	100%

Celui-ci manifeste une nette amélioration par rapport aux résultats obtenus avant Avril 1981.

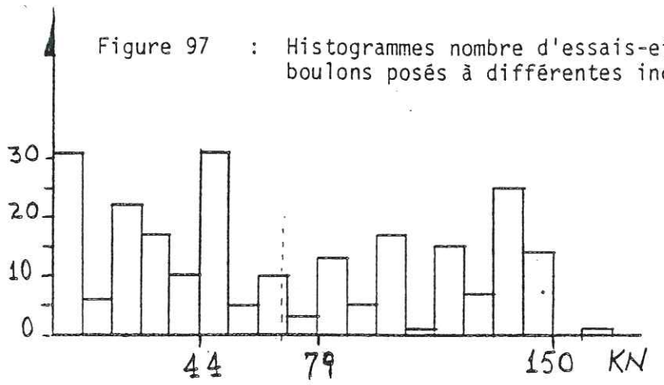
Vu les tableaux précédents, nous pouvons conclure que les boulons posés perpendiculairement aux bancs se portent mieux.

Les histogrammes des figures 97a,b, et c, montrent les tendances des arrachements suivant la position du boulon par rapport aux bancs .

De ces histogrammes, nous pouvons retenir :

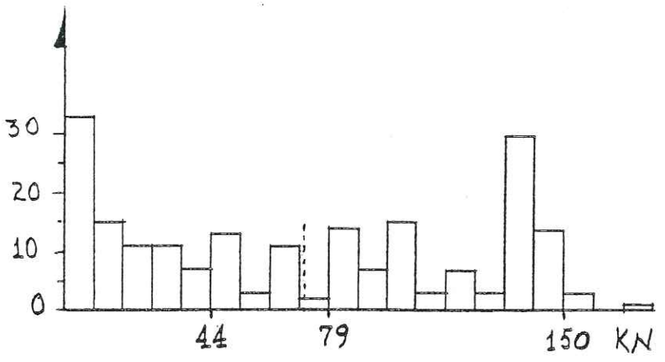
1. Une tendance à l'arrachement sous des efforts au-delà de 130 KN, plus importante pour les boulons posés parallèlement aux bancs et encore plus importante pour ceux posés à 30° ou à 45°, que pour ceux perpendiculaires aux bancs.

Figure 97 : Histogrammes nombre d'essais-effort d'arrachement pour des boulons posés à différentes inclinaisons par rapport aux bancs



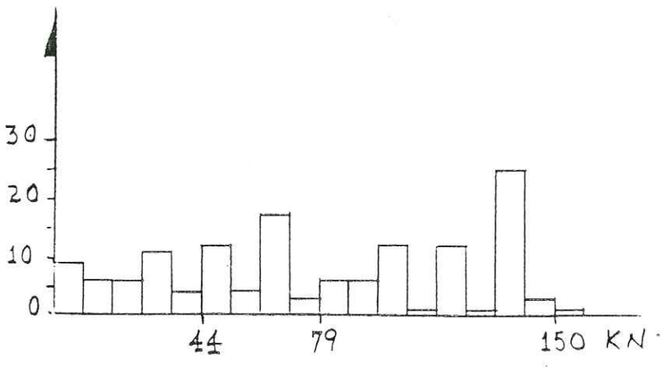
Incl.: 30° et 45°

n = 233
$\bar{x}$ = 68 KN
σ_x = 48 KN



Incl.: parallèle

n = 203
$\bar{x}$ = 71 KN
σ_x = 51 KN



Incl.: perpendiculaire

n = 139
$\bar{x}$ = 78 KN
σ_x = 44 KN

ECOLE DES MINES DE NANCY

BORDEREAU DE PERFORATION TABLEAU N° 36

N CØMPTE :

NØM Tests sur des boulons scellés à la résine

PRØGRAMME LANGAGE FØRTRAN PAGE : /

Fe	Δle	FA	ΔlA	FM	ΔlM	FAM	code machine	code orientat°	code et.des tex.	code pose	diam. boulon	diam. trou	type tige	type résine	ident.de la voie
1.3.0	1.1.2									0	2.0	3.0	1		1.9
1.1.0	8.2			1.3.0	8.7					0	2.0	3.0	1		1.9
1.3.0	4.7									0	2.0	3.0	1		1.9
1.3.0	7.2									0	2.0	3.0	1		1.9
1.7.0	4.1									0	2.0	3.0	1		1.9
1.7.0	6.3									0	2.0	3.0	1		1.9
1.7.0	7.5									0	2.0	3.0	1		1.9
1.7.0	7.7									0	2.0	3.0	1		1.9
1.7.0	1.5.9									0	2.0	3.0	1		1.9
1.5.0	1.2.0									0	2.0	3.0	1		1.9
1.7.0	1.0.5			1.7.0	1.2.8					0	2.0	3.0	1		1.9
1.7.0	1.1.2									0	2.0	3.0	1		1.9
1.7.0	9.3									0	2.0	3.0	1		1.9
9.0	7.6	A	1.1.0	8.6						0	2.0	3.0	1		1.9
1.7.0	5.7									0	2.0	3.0	1		1.9
1.7.0	6.0									0	2.0	3.0	1		1.9
9.0	6.6	A	1.1.0	7.2						0	2.0	3.0	1		1.9
9.0	6.8			1.3.0	7.6					0	2.0	3.0	1		1.9
		C	5.0												
1.1.0	8.5			1.3.0	9.0					0	2.0	3.0	1		1.9
9.0	4.8			1.3.0	5.5					0	2.0	3.0	1		1.9
1.1.0	1.1.5	A	1.3.0	1.3.0	1.1.0					0	2.0	3.0	1		1.9
1.1.0	9.0			1.3.0	9.5					0	2.0	3.0	1		1.9
1.7.0	9.3			1.3.0	1.6.0					0	2.0	3.0	1		1.9
1.3.0	9.6									0	2.0	3.0	1		1.9

2. Une tendance à l'arrachement accrue, sous des efforts au-dessous de 44 KN, pour les boulons mis parallèles aux bancs et encore plus importante pour ceux posés à 30° ou à 45°, que pour ceux perpendiculaires aux bancs.

3. Une baisse de la tenue moyenne quand on s'écarte de la perpendicularité.

Donc, la meilleure tenue pour les boulons posés perpendiculaire aux bancs, suivis de ceux posés parallèlement. Quant aux boulons posés à 30° ou à 45° ce sont ceux posés à 45° qui tiennent le moins.

°
° °

Tous les paramètres que nous venons d'analyser ont été étudiés séparemment ; c'est-à-dire, à chaque fois il n'y a qu'un seul qui change, les autres restant constants. Toutefois puisque nous avions envisagé l'étude complète où plusieurs paramètres peuvent jouer à la fois, nous avons conçu un bordereau de perforation (Tableau 36) dans lequel nous avons consigné plusieurs paramètres qui rendent compte des propriétés mécaniques de l'ancrage, du type de tige, du diamètre du trou, du type de résine, etc.

Nous montrons ce bordereau de perforation avec un exemple tiré de la descenderie 21000 des Chuzins (voie identifiée comme le numéro 9)

Dans ce bordereau, les premières 7 colonnes correspondent aux propriétés de la courbe effort-déplacement ; entendre le déplacement comme la somme de l'allongement de la tige et de son glissement. Ainsi, nous avons :

F_e : effort élastique
Δl_e : déplacement à la limite élastique
F_A : effort d'arrachement ou de coulissement
Δl_A : son déplacement lié
F_M : effort maximal atteint
Δl_m : déplacement correspondant à cet effort
F_{AA} : effort de palier après arrachement

Les autres colonnes sont :

. Code machine de pose
  0 : Perforatrice
  1 : jumbo

. Code orientation du boulon/aux bancs
  1 : Parallèle
  2 : Supérieure à 45°
  3 : 45°
  4 : Inférieure à 45°
  5 : Perpendiculaire

. Code état des terrains
  0 : bon
  1 : fissuré
  2 : très fissuré

. Code pose
  0 : boulon mal enfoncé
  1 : boulon bien posé

. Type de tige
  1 : nervurée
  2 : lisse

. Type de résine
  1 : celtite 700 x 6 CF
  2 : Ars
  3 : Titanite

Malheureusement, le manque de temps ne nous a pas permis d'exploiter ces mesures.

- Analyses des courbes des essais de traction

Pour analyser les allures des principales courbes des essais de traction nous avons conçu le tableau n° 37 à manière de résumé. Il montre, pour chacun des paramètres en jeu : type de tige, espace annulaire, temps après la pose, machine de pose et résine, les efforts atteints aux limites élasti-

TABLEAU N° 37. Paramètres de la courbe efforts - déplacements

Pente de la phase linéaire	Limite élastique	Déformation à la limite élastique	Limite de serrage	Déformation à la limite de serrage	Charge limite atteinte	Déformation à la charge limite	Paramètres en jeu
KN/mm	KN	mm	KN	mm	KN	mm	
14,46	117	6,2	62	2,4	150	13,2	Tige nervurée, diam. 20 mm
11,51	100	7,2	62	2,9	150	16,0	Tige lisse, diam. 20 mm
8,15			62	3,2	150	14,0	Tige lisse, diam. 24 mm
7,45	135	11,4	62	1,6	185	27,0	Tige nervurée ARS diam.20 mm
3,97	93	16,8	62	9,0	125	55,0	Tige lisse ARS diam. 20 mm
11,58			62	3,6	150	11,2	Diam. ann. : 8 mm
7,41			67	2,8	150	14,0	Diam. ann. : 8 mm
6,60			80	9,8	150	20,4	Diam. ann. : 10 mm
5,38			66	5,2	150	20,8	Diam. ann. : 10 mm
16,58	125	7,8	62	4,0	150	11,6	Temps ap. pose : 1 h 30'
8,54			80	7,8	150	16,0	Temps ap. pose : 1 h 30'
6,27	133	14,0	64	3,0	150	20,0	Temps ap. pose : 1 h 30'
63,75 (°)	113	2,0	62	1,2	150	10,8	Temps ap. pose : lendemain
18,57	114	4,0	62	1,2	150	8,8	Temps ap. pose : lendemain
9,19	120	7,6	63	1,4	150	14,8	Temps ap. pose : lendemain
11,28			62	2,4	150	10,2	Temps ap. pose : 1 semaine
8,46			62	2,4	150	12,8	Temps ap. pose : 1 semaine
6,85 (°°)					100	14,6	Temps ap. pose : 1 semaine
10,15	132	13,4	63	6,6	150	16,4	Machine de pose : Jumbo
5,79			69	8,4	150	22,4	" : perforatrice
11,52	128	10,0	75	5,4	150	14,2	Résine : 1 ch.U.R. 1 ch.700 x 6 CF
11,35	120	8,4	61	3,2	150	17,2	Résine : 2 ch. 700 x 6 CF
7,73			65	4,4	150	15,4	Résine : 2 ch, 1000 x 6 AR 2
7,25			63	2,2	150	14,2	Résine : 3 ch. 500 x 2 H A
6,77			62	1,2	150	14,2	Résine : 3 ch. 500 x 2 H B
7,10			62	10,0	150	22,4	Résine : 2 ch. U.R.

(°) Grandeur extrêment élevée
(°°) Ecrasement du rocher

que,de serrage et de charge maximale aussi bien que la pente de la phase linéaire ; donc, la raideur.

Ce tableau nous montre que la raideur de la phase linéaire, pour chacun des paramètres étudiés est plus importante dans les situations suivantes :

. tige nervurée prévost, de diamètre 20 mm : 11,46 KN/mm
. espace annulaire de 8 mm : 9,49 KN/mm
. pose au jumbo : 10,15 KN/mm
. combinaison cartouche de résine celtite ultra-rapide celtite CS 700 x 6 CF : 11,52 KN/mm
. Quant au temps après la pose, nous avons remarqué de bons résultats pour tous les cas étudiés ; la fourchette allant de 9,87 KN à 13,88 KN.

Il montre également :
une valeur extrêmement élevée de la raideur 63,75 KN/mm pour un boulon testé le lendemain de la pose, ce qui a pu refléter la jonction de plusieurs paramètres jouant convenablement.

La grande déformatibilité de la tige lisse ARS de diamètre 20 mm, ajoutée à sa limite élastique trop basse la rend inutilisable.

- Observations sur les zones boulonnées

Nous avons donc affaire à un massif résistant où dans la plupart des chantiers le boulonnage ne sert qu'à lutter contre l'écaillage (par le couple boulon-grille), le fait qu'il y ait des boulons mal posés ne se manifeste que trop peu sur la grandeur des déplacements autour des voies ; il se manifeste surtout, sur la tenue des boulons.

Du fait des résultats trouvés dans nos analyses, nous avons conçu un boulon comme étant le boulon qui allait tenir le plus. Ses caractéristiques sont :

. tige lisse ou nervurée (selon le terrain) bien enfoncé,
. diamètre annulaire entre 6 et 8 mm,
. résines (sans dépasser leurs dates limites) remplissant complètement ce diamètre annulaire,
. grille plaçant bien le terrain mais souple pour pouvoir emmagasiner les premiers décollements,
. utilisation de deux plaques : l'intérieur petite (bombée ou plane selon le terrain) et s'appuyant bien au massif -couple de serrage : 28 mKg- l'extérieur grande (vu les dimensions de la maille utilisée) assurant la tenue de la grille,
. inclinaison préférentielle : perpendiculairement aux bancs,
. écrous s'appuyant bien aux plaques,
. temps de pose : aux environs d'une minute pour que le boulon ne puisse pas ressortir,
. boulonnage après le tir ; pose de la grille tout de suite après.

Ensuite, nous avons selectionné plusieurs zones situées aux Chuzins : voies de desserte, descenderie 21000 et descenderie 23000 ; voies d'exploitation : Chuzins 23200 et Chuzins 5500, que nous avons comparées avec le patron conçu.

N'ayant pas quantifié les magnitudes de chacune de ces anomalies, nous avons pris des photos qui illustrent bien le phénomène (voir photos n° 5, 6, 7, 8, 9 et 10).

Les anomalies les plus couramment observées sont :

a) Avant et pendant la pose

Regardant les cahiers sur le boulonnage, nous avons remarqué le type de problèmes le plus souvent présent pendant ces deux instants :

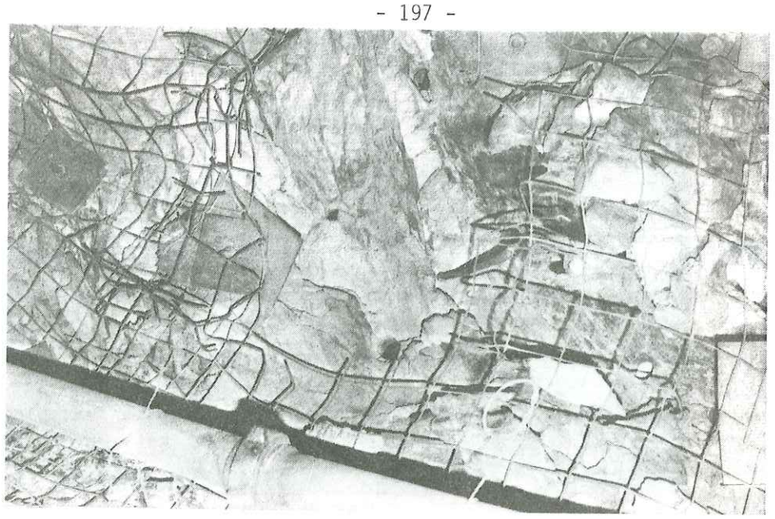


Photo n° 5 : Défauts dans la pose des boulons. Grille rompue.

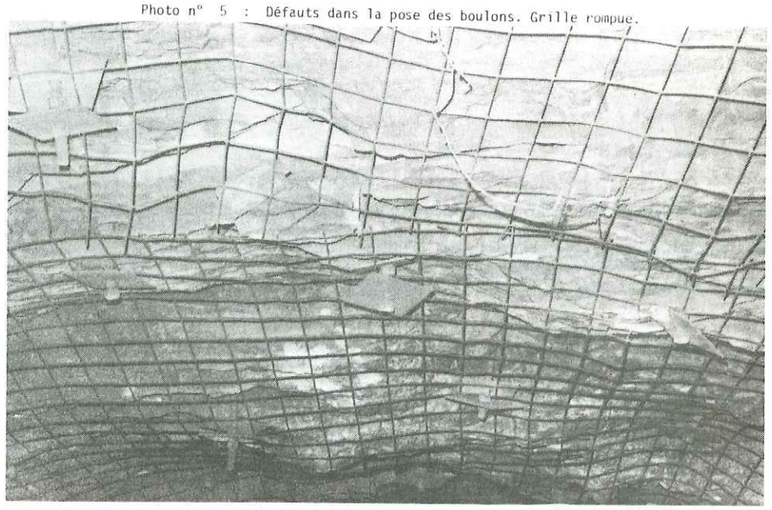


Photo n° 6 : Défauts dans la pose des boulons. Plaques mal serrees.

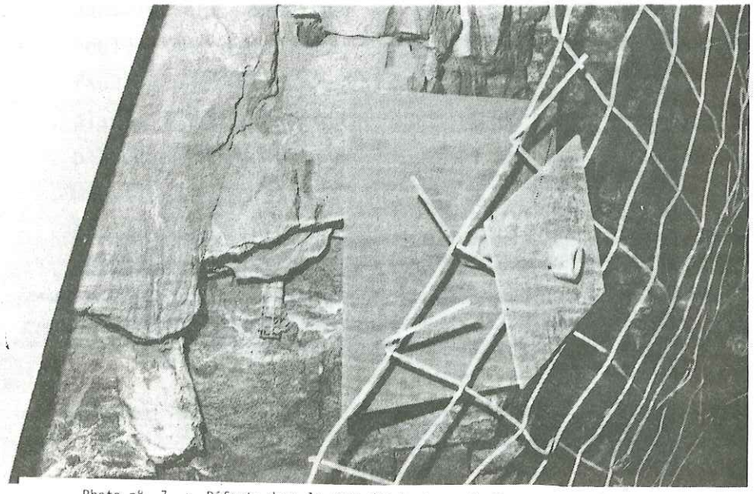


Photo n° 7 : Défauts dans la pose des boulons. Boulon passant à côté de la résine.

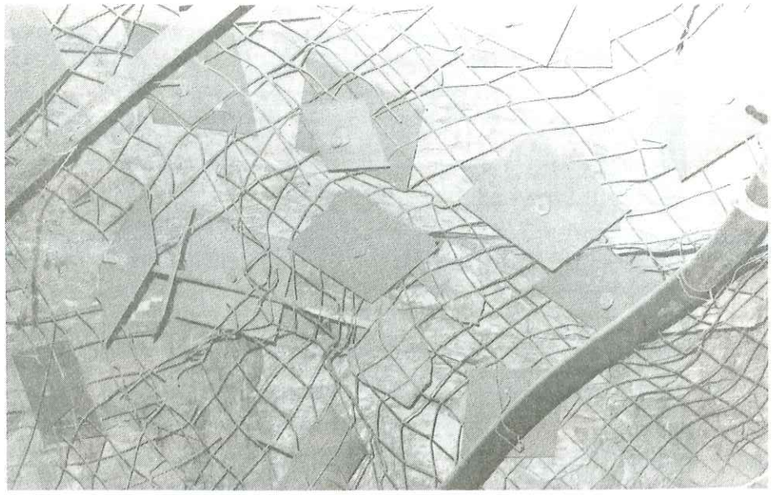


Photo n° 8 : Défauts dans la pose des boulons. Boulon mal enfoncé.

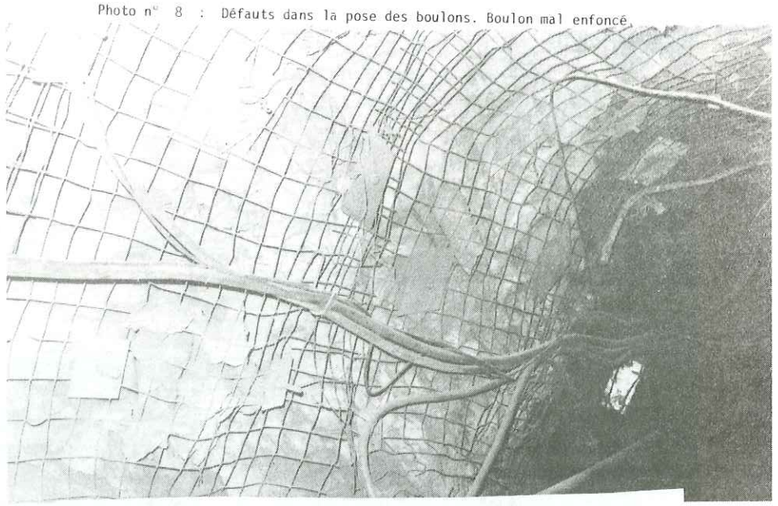


Photo n° 9 : Défauts dans la pose des boulons. Ecrous ne serrant pas la plaque.

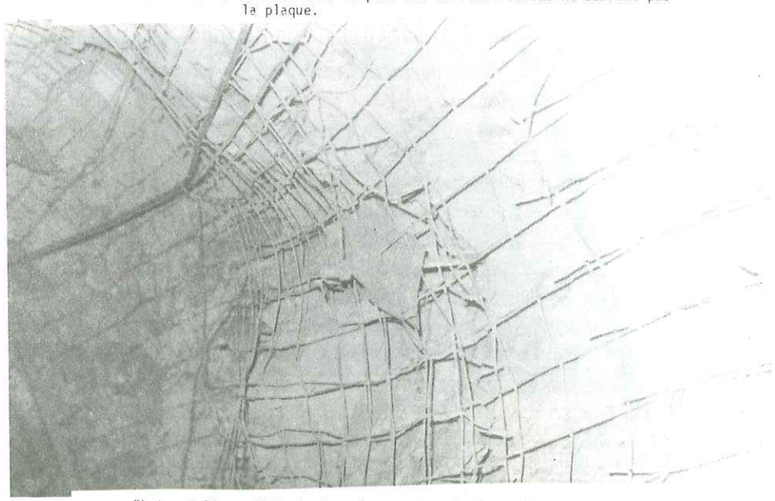


Photo n° 10 : Défauts dans la pose des boulons. Plaques mal serrées.

. espace annulaire plus ou moins important tout au long du trou,
. avant trou plus gros,
. utilisation de vieilles résines,
. trous non remplis : parfois seulement une cartouche ou une cartouche et demie,
. utilisation de charges non convenables,
. temps de malaxage trop vite ou trop lent,
. pas de nettoyage du trou,

b) Après la pose

Le résultat a été surprenant puisque des 1050 boulons comparés, seulement 368 répondaient à notre modèle. Les anomalies les plus souvent observées sont :

. boulons mal enfoncés,
. boulons traversant leurs plaques,
. boulons sans plaques,
. boulons avec une seule plaque,
. boulons avec deux petites plaques, l'extérieure bombée et mise dans le sens contraire,
. boulon avec deux plaques, l'intérieure grande mais en porte-à-faux, l'extérieure petite.
. plaque intérieure non ajustée au terrain,
. plaque extérieure non serrée à la grille,
. mauvais serrage de l'écrou,
. boulon passant à côté de la résine
. grille pas continue ou ne plaçant pas suffisamment

CONCLUSION

Les essais de traction sur les boulons, effectués par la mine depuis l'introduction définitive du boulonnage en 1977, ont comme but de tester leur bonne tenue.

Ces essais se font systématiquement, au plus tard, une semaine après la pose, dans toutes les voies boulonnées.

Nous avons tenté d'exploiter toutes ces mesures (1756) recueillies d'Avril 1977 à Avril 1981, par le biais d'un traitement statistique des données concernant les caractéristiques de la courbe effort-déplacement, le diamètre annulaire, le type de tige, le type de résine, l'orientation des boulons par rapport aux bancs et l'état des terrains boulonnés, afin d'analyser les effets de chacun de ces paramètres. Malheureusement, faute de temps, nous n'avons pu que préparer le bordereau de perforation correspondant.

Toutefois, une analyse préliminaire, rapide, portant sur la raideur des boulons testés montre que celle-ci est la plus élevée pour :

. un diamètre annulaire de 8 mm, K = 9,49 KN/mm,
. une tige nervurée, diamètre 20 mm, K = 11,46 KN/mm,
. une pose des boulons le plus perpendiculairement possible par rapport aux bancs et un bon remplissage du trou.

Ceci nous permet de reconfirmer que les paramètres essentiels pour un bon travail des boulons scellés à la résine sont :

. le diamètre annulaire,
. le type de tige, et
. le bon remplissage du trou.

Si le bon remplissage du trou et le respect d'un diamètre annulaire déterminé n'impliquent aucun problème du point de vue pratique, il n'en est pas de même pour ce qui concerne le type de tige car il nous semble qu'il faudrait revenir à l'utilisation de tiges lisses, lesquelles ont été abandonnées par la mine. En effet, nous avons, au cours du chapitre précédent, remarqué la présence

de zones schisteuses (donnant lieu à des déformations importantes des voies) boulonnées avec le même type de boulons qu'ailleurs, c'est-à-dire des boulons nervurés très résistants ne pouvant pas suivre les déformations de ces schistes. Ce fait se traduit par un engloutissement des boulons (après que l'écrou ait traversé la plaque, seule résistance opposée) et en conséquence, le fluage des parois.

Pour remédier à cette anomalie, nous proposons de passer pour ces zones-là, à des tiges lisses de diamètre 24 accompagnées de plaques bombées mais plus déformables que celles utilisées aujourd'hui pour garantir qu'elles puissent suivre les déformations du terrain. L'utilisation de ces plaques bombées est une garantie que, dans le cas des boulons non perpendiculaires aux strates, ne se produisent que des efforts axiaux.

D'autre part, nous voulons signaler le fait que ces boulons à tige lisse de diamètre 24 sont apparus, d'après les essais précédents, comme les moins convenables car tenant moins que les 20 mm lisses, et encore moins que les 20 mm nervurés. Ceci nous semble surprenant car la tenue des boulons est directement proportionnelle à la surface d'adhérence d'après les expressions données par Mr CELADA.

Il faut noter également que la bonne tenue d'un boulon est fonction de l'état de fracturation de la roche : là où le massif est trop fracturé il n'est pas question de boulonner.

Enfin, en ce qui concerne les défauts de la pose des boulons, les propriétés mécaniques du massif rocheux étant, dans l'ensemble, fortes, les anomalies que nous avons observées n'ont d'effets que sur la tenue du boulon, lui-même. La bonne résistance d'ensemble du massif vient ainsi compenser les défauts inhérents à une pose incorrecte.

Nous proposerons un serrage de la plaque, le lendemain de la pose pour être certain que le terrain ait déjà mis le boulon en tension. On obtiendra ainsi plus certainement un boulon à ancrage réparti, actif, plus opérant.

CHAPITRE V

INFLUENCE DU BOULONNAGE SUR LE DEPLACEMENT AUTOUR DE LA VOIE.

CALCUL EN ELASTICITE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

INTRODUCTION

Dans les chapitres précédents, nous avons montré les résultats de notre étude concernant le site en question (géologie, tectonique, méthode d'exploitation), les matériaux constituant le massif, les déformations des voies et la méthode de soutènement utilisée. Le présent chapitre receuille toutes ces données afin de modéliser une voie située tout près de la couche en exploitation, modèle qui est, par la suite, étudié à l'ordinateur où nous avons utilisé la méthode des éléments finis.

Ce chapitre constitue, donc, l'aboutissement de notre recherche ; son objectif étant l'étude de la stabilité de cette voie au long de l'exploitation. Plusieurs modalités ont été traitées jusqu'à conclure à un modèle où sa représentativité, exprimée par son aptitude à la description des phénomènes observés et par la concordance de ses résultats qualitatifs avec les grandeurs mesurées in situ, notamment la déformation de la voie, a été considérée comme acceptable.

Il est tout particulièrement consacré à l'analyse des effets de la densité du boulonnage et de la longueur des boulons.

V.1. LE PROGRAMME UTILISE. LA METHODE DES ELEMENTS FINIS (°)

Afin d'étudier l'évolution de la voie, objet de notre recherche, tout au long de l'exploitation, nous avons utilisé un programme de calcul mis au point par le Laboratoire de Mécanique des terrains de l'Ecole des Mines de Nancy et le CERCHAR : le ELFI 3F, lequel permet l'étude du comportement élastique des massifs rocheux (calcul des contraintes et des déplacements) en deux dimensions en régime statique et en petites déformations.

Ce programme utilise la méthode des éléments finis, d'où son nom : éléments finis à trois types d'éléments à résolution frontale. Cette méthode, aux fondements théoriques rigoureux, nous sert à déterminer le champ de contraintes et de déplacements, connaissant les modules d'élasticité des terrains. Elle repose sur la discrétisation des milieux continus et homogènes par un ensemble de points, dont on définit préalablement le comportement ; ces points sont les sommets des éléments constituant le modèle.

La boîte noire utilisée par cette méthode est un ensemble de calculs matriciels dont nos données sont,

1. le procédé de modélisation avec la forme du maillage, la grandeur des éléments, leur forme ;
2. l'espace dans lequel on travaille : 2 dimensions. Du fait que l'exploitation est étirée à l'infini suivant la normale au plan perpendiculaire à la veine de charbon, notre problème sera traité en déformations planes ;
3. le comportement des matériaux : élastique ;
4. les caractéristiques mécaniques des matériaux (modules de Young et coefficients de Poisson perpendiculaire et parallèle à la stratification) ;
5. les conditions aux limites.

(°) DEJEAN et ARCAMONE

Dans notre cas, problème à deux dimensions en déformations planes au sein d'un massif continu et orthotrope sous un comportement élastique, les équations qu'on peut écrire sont :

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_1} - \nu_2 \frac{\sigma_y}{E_2} - \nu_1 \frac{\sigma_z}{E_1}$$

$$\varepsilon_y = - \nu_2 \frac{\sigma_x}{E_2} + \frac{\sigma_y}{E_2} - \nu_2 \frac{\sigma_z}{E_2}$$

$$\varepsilon_z = - \nu_1 \frac{\sigma_x}{E_1} - \nu_2 \frac{\sigma_y}{E_2} + \frac{\sigma_z}{E_1}$$

$$\gamma_{xz} = \frac{1}{\mu} \tau_{xz}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{\mu} \tau_{xy}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{1}{\mu} \tau_{yz}$$

où :

E : module de Young

ν : coefficient de Poisson

$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$, dilatation linéaire parallèle à O_x

$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}$, dilatation linéaire parallèle à O_y

$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}$, dilatation linéaire parallèle à 0_z

u, v et w déplacements associés

$\gamma_{xy} = (\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x})$, distorsion des vecteurs orthogonaux parallèles à $0_x 0_y$

$\gamma_{yz} = (\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y})$, distorsion des vecteurs orthogonaux parallèles à $0_y 0_z$

$\gamma_{zx} = (\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z})$, distorsion des vecteurs orthogonaux parallèles à $0_x 0_z$

τ_{xy}, τ_{xz} et τ_{yz} : contraintes tangentielles associées

σ_x, σ_y et σ_z : contraintes normales associées

Les coefficients de lamé sont liés à E_1 et ν_1 par :

$$\mu = \frac{E_1}{2(1+\nu_1)} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{\nu_1 E_1}{(1+\nu_1)(1-2\nu_1)}$$

toute transposition faite et prenant $n = \frac{E_1}{E_2}$, on aboutit (en forme matricielle) à :

$$\begin{vmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{vmatrix} = A \begin{vmatrix} 1 - n\nu_2^2 & \nu_2(1+\nu_1) & 0 \\ \nu_2(1+\nu_1) & \frac{1-\nu_1^2}{n} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\mu(1+\nu_1)(1-\nu_1-2n\nu_2^2)}{E_1} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{vmatrix}$$

avec $A = \frac{E_1}{(1+\nu_1)(1-\nu_1-2n\nu_2^2)}$

soit $\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}$ (1)

où $\{\sigma\}$: matrice colonne des contraintes associées

$\{\varepsilon\}$: matrice colonne des déformations associées

$[D]$: matrice d'élasticité du milieu dont les termes ne dépendent que des modules d'élasticité, des coefficients de Poisson et du module de cisaillement. E_1 et ν_1 : modules déterminés quand on soumet l'éprouvette à un effort parallèle au plan de schistosité.

E_2 et ν_2 : modules déterminés, quand on soumet l'éprouvette à un effort perpendiculaire au plan de schistosité.

μ : coefficient de cisaillement correspondant à l'aptitude de la roche à encaisser des déformations de cisaillement, parallèle au plan de schistosité.

Ces relations contraintes-déformations sont utilisées directement dans les équations de l'équilibre (issues de l'équilibre d'un corps soumis à un ensemble de forces) qui deviennent :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \partial \frac{\tau_{xy}}{\partial y} = \rho_x$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \partial \frac{\tau_{xy}}{\partial x} = \rho_y$$

Les termes ρ_x et ρ_y représentent l'ensemble des forces volumiques.

La méthode des éléments finis s'attache à décrire le milieu étudié comme un regroupage d'éléments séparés (au sein desquels l'écriture des lois de comportement est simple) assemblés en respectant les équations de l'équilibre.

Le principe utilisé est alors : en connaissant les déplacements en un certain nombre de points du milieu (appelés noeuds), on étend cette connaissance à l'ensemble du milieu par le biais de la fonction de pondération.

Dans le cas du programme ELFI 3F la fonction de pondération est quadratique ; donc, nous devons disposer de 6 noeuds par triangle, ce qui se fait en introduisant des noeuds aux milieux des côtés, comme on le voit sur la Figure 98.

Cette fonction permet une réalisation plus fine et un gain de triangles, donc de noeuds et de temps de calcul.

Les déplacements sont donc déterminés par les relations :

$$u_{xy} = A_o + A_1X + A_2Y + A_3X^2 + A_4Y^2 + A_5XY$$

$$v_{xy} = B_o + B_1X + B_2Y + B_3X^2 + B_4Y^2 + B_5XY$$

On a, ainsi, 12 inconnues par triangle. Ces déplacements peuvent s'écrire sous la forme :

$$\begin{vmatrix} u_i \\ v_i \\ u_K \\ v_K \\ . \\ . \\ . \\ u_n \\ v_n \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & X_i & Y_i & X_i^2 & Y_i^2 & X_iY_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & X_i & Y_i & X_i^2 & Y_i^2 & X_iY_i \\ & & & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & X_n & Y_n & X_n^2 & Y_n^2 & X_nY_n \end{vmatrix} \begin{vmatrix} A_o \\ A_1 \\ . \\ . \\ B_o \\ B_1 \\ . \\ . \\ B_5 \end{vmatrix}$$

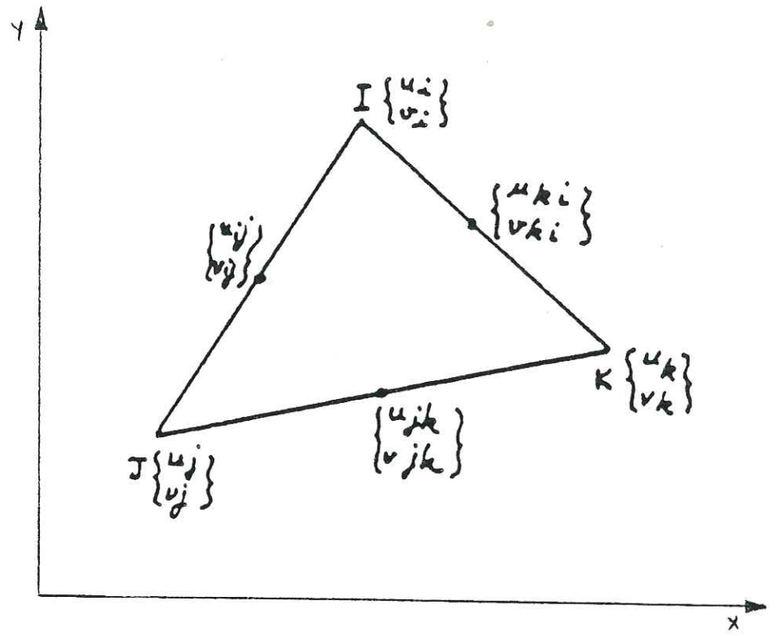


Figure 98 : Définition des triangles utilisés dans le calcul.

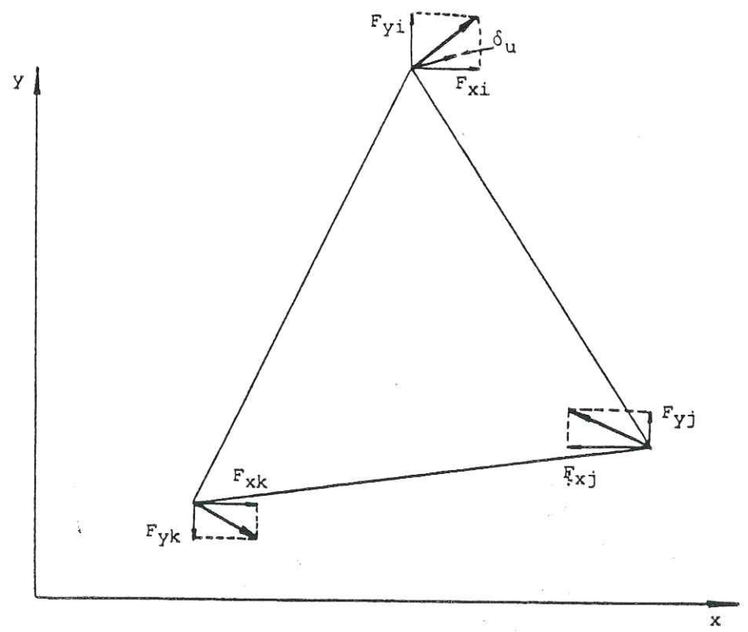


Figure 99 : Théorème de travail virtuel.

Soit

$$\{u\} = \left[M\right] \{A\} \qquad (2)$$

ce système revient à la recherche de $\{A\} = \left[M\right]^{-1}\{u\}$ (3)

Par sa dérivation directe, on obtient :

$$\varepsilon_x = A_1 + 2 A_3 X + A_5 Y$$

$$\varepsilon_y = B_2 + 2 B_4 Y + B_5 X$$

$$\gamma_{xy} = A_2 + B_1 + 2 A_4 Y + A_5 X + 2 B_3 X + B_5 Y$$
$$= (A_5 + 2 B_3)X + (B_5 + 2 A_4)Y + (A_2 + B_1)$$

Les déformations sont libres. Les contraintes dans ce cas ne sont plus constantes ; elles ont une forme linéaire en x et y du premier degré.

En forme matricielle,

$$\{\varepsilon\} = \left[B\right] \{A\} \qquad (4)$$

avec

$$\{\varepsilon\} = \left[B\right] \left[M\right]^{-1} \{u\} \qquad (5)$$

En utilisant la relation (1), on aboutit à :

$$\{\sigma\} = \left[D\right] \left[B\right] \left[M\right]^{-1} \{u\} \qquad (6)$$

On obtient ainsi les contraintes en tout point de la structure à partir des déplacements des noeuds sommets et des noeuds milieux. Mais pour calculer ces déplacements, il faut relier les réactions de la structure aux sollicitations extérieures, c'est-à-dire, aux forces extérieures appliquées aux noeuds ; ces forces proviennent de la pesanteur.

Ces forces sont traduites en des forces ponctuelles correctement réparties, appliquées aux noeuds de la structure. Cette répartition est faite en tenant compte des propriétés de la fonction de pondération.

Le programme prévoit que la dimension des éléments dans la direction Z est égale à l'unité (1 cm pour des forces en Kg) ; les contraintes sont, donc, des forces rapportées à une surface unité. Les contraintes sur les côtés du triangle reviennent à des forces appliquées aux noeuds.

Un noeud est en équilibre si la résultante des forces appliquées est égale à la force extérieure.

En chaque noeud, on peut décomposer la force suivant l'axe des x et des y comme montré sur la figure 99.

La liaison entre forces et déplacements est faite par l'utilisation du théorème du travail virtuel.

- Théorème du travail virtuel

Si l'on impose en un noeud un déplacement quelconque (δu), le travail des forces extérieures doit être égal au travail des contraintes dans l'élément (pour qu'il y ait conservation de l'énergie).

Soit : $W_e = W_i$ (7)

W_e est égal au produit du déplacement de chaque point par la force ayant produit ce déplacement

$$W_e = \delta u_i \, Fx_i + \delta v_i \, Fy_i + \ldots\ldots \delta u_n \, Fx_n + \delta v_n \, Fy_n$$

ou

$$W_e = \{\delta u\}^t \{F\} \qquad (8)$$

W_i est égal au travail élastique

$$W_i = \iiint_V \{\delta\varepsilon\}^t \{\sigma\} \, dv \qquad (9)$$

v : volume
$\{\ \}^t$: matrice transposée
$\{\ \}^{-1}$: matrice inversée

de la relation (5) nous aboutissons à

$$\{\delta\varepsilon\} = \left[B\right] \left[M\right]^{-1} \{\delta u\} \qquad (10)$$

d'où

$$\{\delta\varepsilon\}^t = \{\delta u\}^t \left[M^{-1}\right]^t \left[B\right]^t \qquad (11)$$

Les expressions (11) et (6) en (9)

$$W_i = \iiint_V \{\delta u\}^t \left[M^{-1}\right]^t \left[B\right]^t \left[D\right] \left[B\right] \left[M\right]^{-1} \{u\} \, dv \qquad (12)$$

Les expressions (7), (8) et (12) aboutissent à :

$$\{\delta u\}^t \{F\} = \{\delta u\}^t \iiint_V \left[M^{-1}\right]^t \left[B\right]^t \left[D\right] \left[B\right] \left[M\right]^{-1} \{u\} \, dv \qquad (13)$$

d'où $$\{F\} = \iiint_V \left[M^{-1}\right]^t \left[B\right]^t \left[D\right] \left[B\right] \left[M\right]^{-1} \{u\} \, dv \qquad (14)$$

Le terme $\iiint_V \left[M^{-1}\right]^t \left[B\right]^t \left[D\right] \left[B\right] \left[M\right]^{-1} dv$ est constant dans un triangle.

Il est appelé $\left[K\right]$, matrice de raideur élémentaire du triangle.

La relation (14) s'écrit alors :

$$\{F\} = \left[K\right] \{u\} \qquad (15) \qquad \text{d'où} \quad \{u\} = \left[K\right]^{-1} \{F\} \qquad (16)$$

où $\{F\}$: vecteur des forces appliquées aux noeuds $\begin{Bmatrix} f_{ui} \\ f_{vi} \\ . \\ . \\ f_{un} \\ f_{vn} \end{Bmatrix}$

$\{u\}$: vecteur des déplacements des noeuds $= \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ . \\ . \\ . \\ u_n \\ v_n \end{Bmatrix}$

Pour les triangles à 6 noeuds en déformations planes, $\left[K\right]$ est une matrice carré de 12 x 12 et égale à :

$$\left[K\right] = \int_\Delta \left[B\right]^t \left[D\right] \left[B\right] \, d\,(\text{surface du triangle})$$

Dans le cas du programme ELFI 3F, les forces résultant de l'application d'une pression sur un côté d'un triangle sont réparties en : 1/6ème à chaque noeud sommet et 2/3 au noeud milieu.

L'assemblage de tous les triangles permet de ne garder dans $\{F\}$ que les forces extérieures appliquées ; dans $\left[K\right]$ on a la somme de toutes les matrices de raideur des triangles ; $\{u\}$ est alors le vecteur de tous les déplacements des noeuds. Connaissant $\{F\}$ (par les conditions aux limites) et $\left[K\right]$ (par les calculs des raideurs de triangle), le calcul de $\{u\}$ revient à résoudre un système de 2n équations à 2n inconnues où n est le nombre de noeuds de la structure (2 parce qu'on a 2 composantes par noeud).

Une fois résolu le système $\left[K\right]\{u\} = \{F\}$ et donc, lorsque l'on connaît $\{u\}$ il est facile de calculer les contraintes correspondantes, par l'équation :

$$\{\sigma\} = \left[D\right]\{\varepsilon\} = \left[D\right] \left[B\right]\{u\}$$

Pour l'inversion de la matrice $\left[K\right]$ le programme utilise la méthode frontale laquelle s'appuie sur la méthode de Gauss de résolution d'un système linéaire où on n'assiste pas à une élimination complète mais à une triangulation du système.

V.2. LE MAILLAGE

Le maillage, que nous avons conçu, rend compte d'une section perpendiculaire à la voie et à la direction des strates (voir Figures 100a et 100b).

Il est, réellement, constitué de deux maillages, l'un rectangulaire d'une hauteur de 112 m et d'une largeur de 82,5 m contenant au milieu un second maillage en forme d'araignée où est placé la voie. Ce sera au sein de ce dernier maillage que nous nous intéresserons par la suite. La longueur de cette zone d'araignée est de 2,20 m comptée à partir de la voie.

Le maillage est constitué d'éléments triangles en nombre de 480 pour 1024 points quand l'enlèvement des triangles (l'exploitation) n'a pas eu lieu.

Par facilité de calcul, il a une rotation de 60° par rapport à l'axe des x, inclinaison qui correspond à l'angle de la pente des strates.

V.3. HYPOTHESE DES CALCULS

Les hypothèses fondamentales que nous avons faites, sont :

- Galerie creusée en terrain homogène,
- Déformations planes,
- Les matériaux ont un comportement purement élastique,
- Le massif est supposé discontinu, hétérogène et orthotrope. Cette discontinuité correspond à la juxtaposition des matériaux à caractéristiques mécaniques différentes. Cette juxtaposition conduit dans les calculs à une continuité des déplacements et une discontinuité des déformations et donc des contraintes. L'orthotropie est celle du système axial correspondant géologiquement à l'empilement des strates.
- Critère de rupture adopté : Mohr - Coulomb.

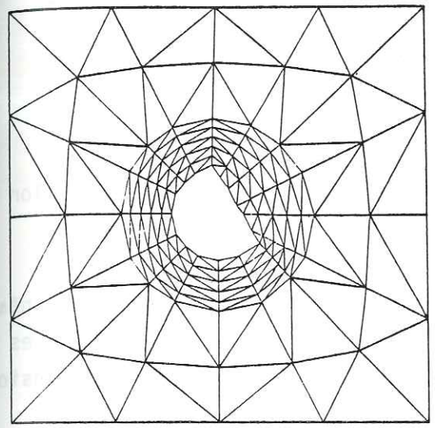


Figure 100b : Petit Maillage utilisé pour l'étude des alentours de la voie.

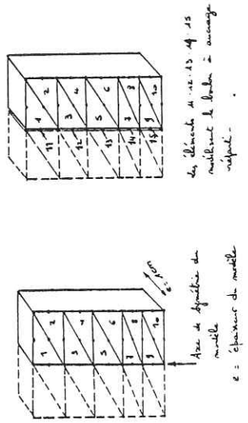


Figure 101 : Modélisation du boulon, d'après PRUNEAU.

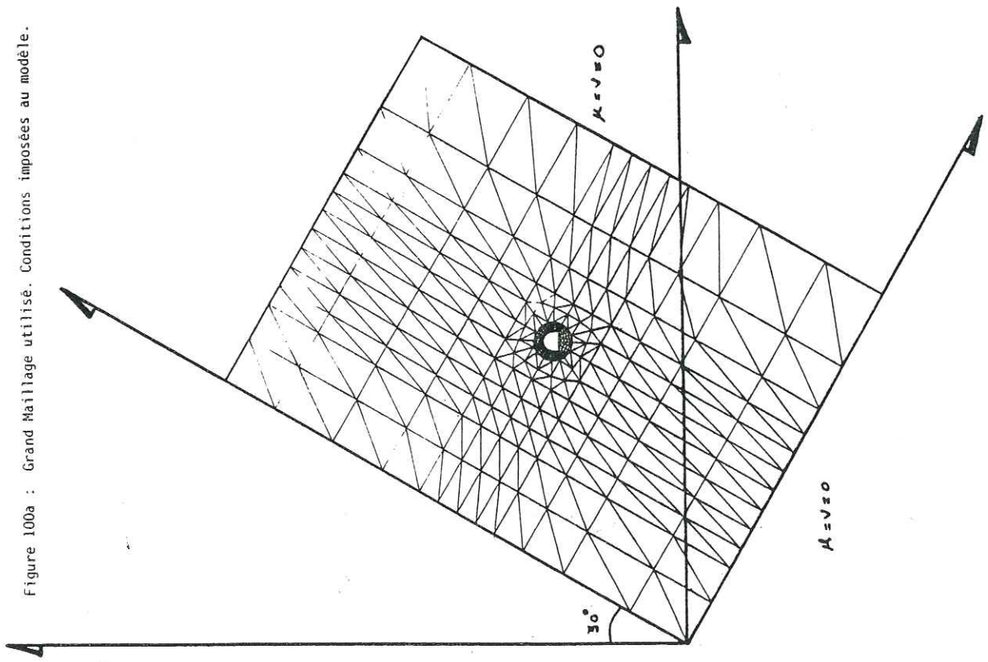


Figure 100a : Grand Maillage utilisé. Conditions imposées au modèle.

V.4. MODELISATION DES BOULONS

Les boulons modélisés ont une longueur de 1,80 m ou 2,20 m, selon le cas étudié.

Pour les modèliser, on introduit dans le maillage un élément linéaire le long des côtés de certains éléments (comme le montre la figure 101). Les boulons modélisés sont plans mais ont dans le calcul une épaisseur (dimension orthogonale au plan du modèle).

Le boulon est donc une plaque dont on calcule les propriétés équivalentes à un boulon réel. On considère que ce boulon est posé immédiatement après creusement de la galerie avant que n'ait lieu toute variation de contrainte.

Le boulon est un élément monodimensionnel à 3 noeuds (deux extrêmité et un noeud milieu pour garder une approximation quadratique compatible avec celle des triangles) qui a la particularité de n'exercer de réaction qu'à des déplacements parallèles à lui-même : seule est prise en compte, dans cet élément, la composante du déplacement des noeuds parallèle à la direction du boulon. Ainsi, ce type d'élément ne réagit pas à un déplacement perpendiculaire à sa direction.

Dans le programme, la définition du boulon est faite par sa raideur longitudinale et sa résistance à la traction.

. La raideur : a les dimensions d'une force ; elle exprime la force à appliquer axialement au boulon pour obtenir un allongement de 100 %, cette force étant ramenée à une épaisseur du modèle égale à une unité de longueur.

Sa grandeur est déterminée en pratique par la relation :

$$\text{Raideur} = E_m \times A \times \frac{n_b}{1}$$

où :

E_m : module élastique du matériau constituant la tige du boulon

A : section réelle du boulon

n_b : nombre des boulons par une longueur L de galerie

L : est exprimé dans l'unité de longueur du modèle (L = 100)

. La résistance à la traction : il s'agit de la force de traction à laquelle est capable de résister le boulon ; cette force est ramenée à une épaisseur de modèle égale à une unité de longueur.

Elle est déterminée par la relation :

$$R_T = F \times \frac{n_b}{L}$$

où F : force à supporter par chaque boulon

V.5. MODALITES

Afin non seulement de parvenir à avoir un modèle qui rendrait compte de la réalité mais aussi pour étudier l'influence de certains phénomènes, nous avons conçu 3 modalités.

Dans la première, nous avons étudié l'influence des propriétés mécaniques du massif ; pour cela nous avons eu intérêt à modéliser un massif trop tendre que nous avons comparé à celui conçu dans la modalité numéro 3, déjà plus rigide.

Dans la deuxième, nous avons étudié l'effet d'avoir une zone décomprimée autour de la voie.

Dans la troisième (plus fine), laquelle, vu les déplacements obtenus (seul moyen de la confronter avec la réalité) nous a semblé la plus approchée à notre cas, nous avons étudié l'effet de l'avancement de l'exploitation sur les grandeurs des contraintes et des déplacements, de même que la façon de contrôler ces déplacements par le biais du boulonnage.

Ce n'est que pour la modalité numéro 3 que nous avons poussé notre étude plus profondément.

Les modalités 1 et 2 peuvent correspondre à n'importe quelle voie à condition qu'elle soit parallèle à la direction des strates.

V.5.1. Influence des modules de young sur les contraintes et les déplacements autour de la voie

a) Propriété des matériaux

Le massif modélisé est constitué de 3 matériaux à caractéristiques très réduites.

- Modules

TABLEAU N° 37. Propriétés mécaniques des matériaux

	Matériaux	E_1 , MPa	E_2 , MPa	ν_1	ν_2
A	Grès	5.000°	5.000°	0,10	0,10
B	Charbon	1.000	1.000	0,15	0,15
C	Grès	5.000°	5.000°	0,10	0,10

° ils deviennent égaux à 10.000 MPa pour la troisième option

TABLEAU N° 38. Courbes intrinsèques, MPa

A	Grès	x	-12,00	- 6,00	0,00	22,00	55,00	110,00	220,00	440,00
		y	0,00	18,57	26,26	44,21	62,05	83,74	115,50	161,18
B	Charbon	x	- 0,50	- 0,25	0,00	1,00	2,50	5,00	10,00	20,00
		y	0,00	0,82	1,16	2,01	2,84	3,84	5,31	7,42
C	Grès	x	-12,00	- 6,00	0,00	22,00	55,00	110,00	220,00	440,00
		y	0,00	18,57	26,26	44,21	62,05	83,74	115,50	161,18

b) Modélisation des boulons

Ceux-ci sont modifiés comme ayant une raideur de 555.555 Kg et une résistance à la traction de 170 Kg.

c) Schéma (voir Figure 102)

d) Conditions aux limites

. on bloque les déplacements u et v sur la marge droite du dessin de même que sur la base.

. on suppose une contrainte non hydrostatique de

$\sigma_x = \sigma_z = 5$ MPa
$\sigma_y = 10$ MPa

e) Résultats obtenus

Figure 102 : Maillage montrant l'épaisseur des couches pour l'étude de l'influence des modules de young.

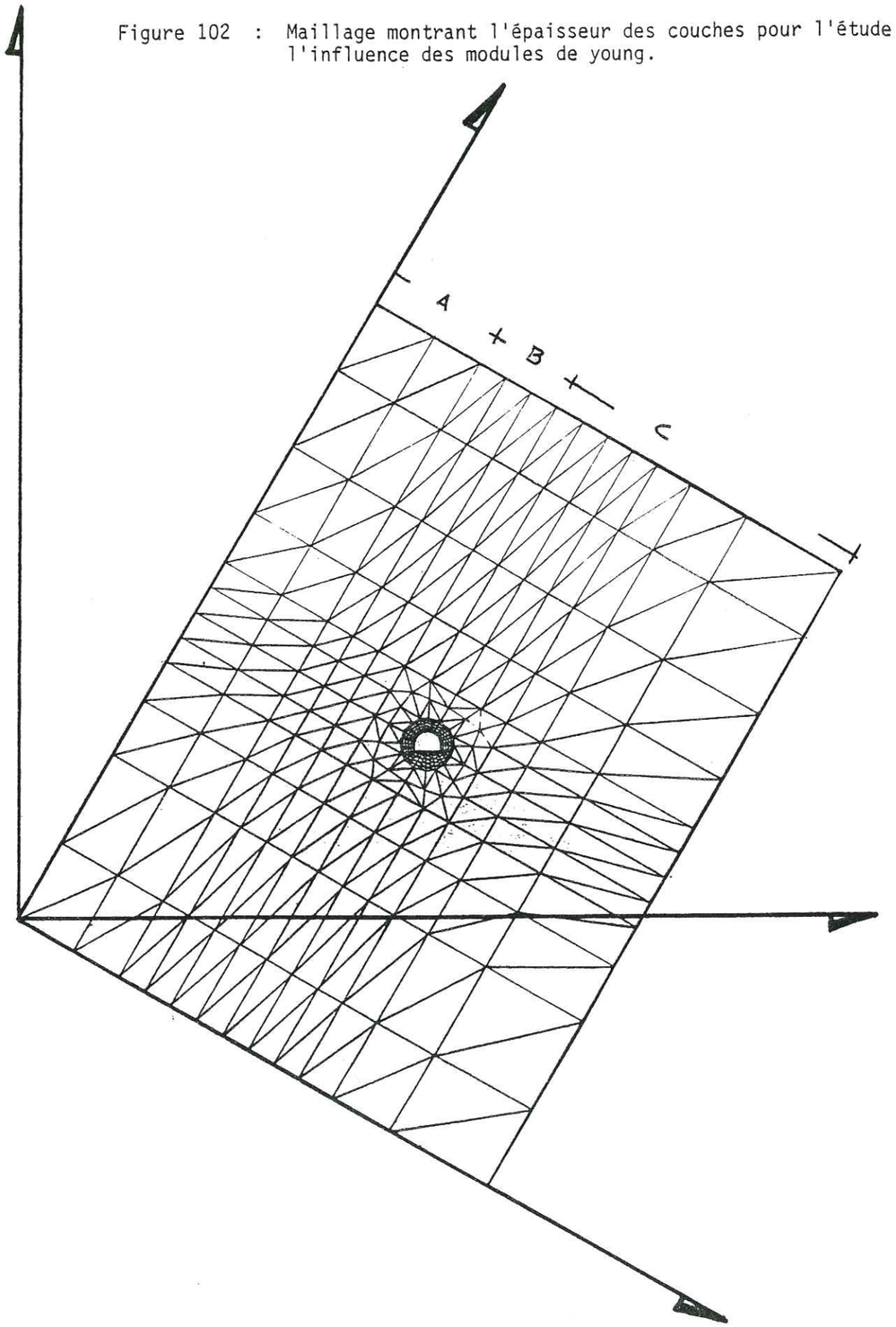


TABLEAU N° 39. Contraintes et déplacements trouvés

	Numéro de Noeud	Déplacement horizontal	Déplacement vertical	Contrainte majeure σ_{max}, MPa	Contrainte mineure σ_{min}, MPa	Coeff. de stabilité AK
1		0,008	1,899	8,873	-11,351	1,28
2	504	- 0,009	1,905	8,944	-11,224	1,28
3		0,026	0,912	8,877	-11,393	1,28
1		1,093	- 0,628	11,314	- 1,037	1,03
2	470	0,973	- 0,594	10,627	- 1,166	1,10
3		0,547	0,356	10,927	- 1,195	1,07
1		0,171	- 2,800	11,292	- 5,609	1,02
2	455	0,111	- 2,732	10,190	- 5,320	1,13
3		0,110	- 1,441	10,672	- 5,493	1,08
1		- 0,264	- 4,740	16,706	- 1,964	0,70
2	471	- 0,331	- 4,555	15,802	- 1,715	0,74
3		- 0,105	- 2,385	16,201	- 1,817	0,72
1		- 0,555	- 5,678	18,855	2,858	0,62
2	497	- 0,613	5,401	17,667	2,754	0,66
3		- 0,247	2,829	18,172	2,811	0,65
1		- 0,924	- 5,804	18,546	1,466	0,63
2	519	- 0,933	- 5,545	17,715	1,506	0,66
3		- 0,419	- 2,895	18,080	1,458	0,65
1		- 1,122	- 5,457	18,559	4,693	0,63
2	563	- 1,027	- 5,241	18,290	4,736	0,64
3		- 0,493	- 2,726	18,405	4,635	0,64
1		- 0,797	- 3,788	12,743	- 3,127	0,91
2	609	- 0,688	- 3,699	12,139	- 2,999	0,96
3		- 0,331	- 1,917	12,389	- 3,161	0,94
1		- 0,864	- 2,225	8,845	- 3,323	1,31
2	629	- 0,749	- 2,183	8,388	- 3,212	1,38
3		- 0,366	- 1,143	8,574	- 3,344	1,35
1		- 1,254	- 0,740	16,950	- 2,817	0,69
2	653	- 1,104	- 0,735	15,766	- 2,843	0,74
3		- 0,554	- 0,407	16,277	- 2,898	0,72
1		- 0,213	1,703	9,638	-15,926	1,17
2	678	- 0,168	1,680	9,029	-15,935	1,24
3		- 0,066	0,812	9,289	-15,951	1,21

Les numéros 1, 2 et 3 correspondent aux troix options analysées :

1. voie après le creusement, sans boulon,
2. voie après le creusement,boulonnée : 11 boulons de 1,80 m,
3. voie après le creusement, boulonnée : 11 boulons de 1,80 m mais avec des modules de young pour les grès 100 % plus forts que pour le cas précédent.

Nous avons pu observer que les contraintes sur les boulons se réduisent de 50 % quand on améliore les modules de young des grès contenant la couche, d'un 100 %.

Le tableau 40 montre ces faits :

TABLEAU N°40. Contraintes sur les boulons pour deux massifs à propriétés mécaniques se modifiant à 100 %

Numéro des boulons		OPTION 2 σ_x, MPa	OPTION 2 σ_y, MPa	OPTION 2 τ_{xy} MPa	OPTION 3 σ_x MPa	OPTION 3 σ_y MPa	OPTION 3 τ_{xy} Mpa
1	a	7,94	0,42	1,82	4,13	0,21	0,95
	b	8,82	0,46	2,03	4,54	0,24	1,04
	c	9,16	0,48	2,10	4,71	0,24	1,08
	d	8,04	0,42	1,85	4,07	0,21	0,93
2	a	54,37	0,35	- 4,36	29,88	0,19	- 2,40
	b	37,26	0,24	- 2,99	19,70	0,12	- 1,58
	c	21,19	0,13	- 1,70	10,86	0,07	- 0,87
	d	12,14	0,07	- 0,97	6,06	0,03	- 0,48
3	a	29,48	9,83	-17,02	16,17	5,39	- 9,33
	b	17,64	5,83	-10,18	9,15	3,05	- 5,28
	c	11,77	3,92	- 6,79	6,00	2,00	- 3,46
	d	8,46	2,82	- 4,88	4,25	1,42	- 2,45
4	a	17,50	41,98	-27,11	9,67	21,19	-14,97
	b	13,13	31,49	-20,33	6,94	16,64	-10,75
	c	9,97	23,92	-15,45	5,17	12,40	- 8,01
	d	7,73	18,54	-11,97	3,93	9,44	- 6,09

5	a	4,77	66,49	-17,82	2,66	37,16	- 9,95
	b	4,05	56,45	-15,12	2,15	30,02	- 8,04
	c	3,16	44,12	-11,82	1,65	22,97	- 6,15
	d	2,50	34,91	- 9,35	1,27	17,78	- 4,76
6	a	0,26	72,27	4,35	0,14	39,82	2,38
	b	0,22	63,05	3,78	0,12	33,29	1,99
	c	0,18	52,09	3,12	0,09	27,08	1,62
	d	0,15	42,29	2,53	0,07	21,64	1,29
7	a	19,16	57,48	33,19	10,47	21,42	18,14
	b	16,10	48,29	27,88	8,47	25,42	14,67
	c	12,77	38,32	22,12	6,60	19,80	11,43
	d	10,14	30,43	17,57	5,17	15,51	8,95
8	a	32,08	13,98	21,18	17,71	7,72	11,69
	b	23,31	10.16	15,39	12,20	5,32	8,05
	c	17,69	7,71	11,68	9,11	3,97	6,02
	d	13,74	5,59	9,07	6,98	3,04	4,61
9	a	31,47	2,26	8,43	17,63	1,26	4,72
	b	21,56	1,54	5,77	11,48	0,82	3,07
	c	14,26	1,02	3,82	7,42	0,53	1,99
	d	9,99	0,71	2,67	5,06	0,36	1,35
10	a	57,64	0,37	- 4,63	32,18	0,20	- 2,58
	b	30,09	0,14	- 2,41	15,88	0,10	- 1,27
	c	15,10	0,19	- 1,21	7,68	0,05	- 0,61
	d	7,90	0,05	- 0,63	3,86	0,02	- 0,31
11	a	22,17	8,28	-13,55	12,20	4,55	- 7,45
	b	9,35	3,49	- 5,71	4,76	1,77	- 2,91
	c	6,89	2,57	- 4,21	3,46	1,29	- 2,11
	d	5,64	2,10	- 3,44	2,79	1,04	- 1,71

où la $\sigma_{max} = \sigma_x + \sigma_y$ du fait que $\sigma_z = \sigma_{min} = 0$

a = 0,45 m ; b = 0,90 m ; c = 0,35 m ; d = 1,80 m.

f) Conclusions

. Pour les matériaux comme ceux présentés sur le schéma, le boulonnage ne sert presque à rien car même s'il peut diminuer les déplacements tout autour de la voie, il n'est pas capable d'assurer la stabilité, par lui-même. Dans ce cas une combinaison boulons plus cintres s'avère indispensable car la rupture s'étend aussi tout au long de la couche de charbon.

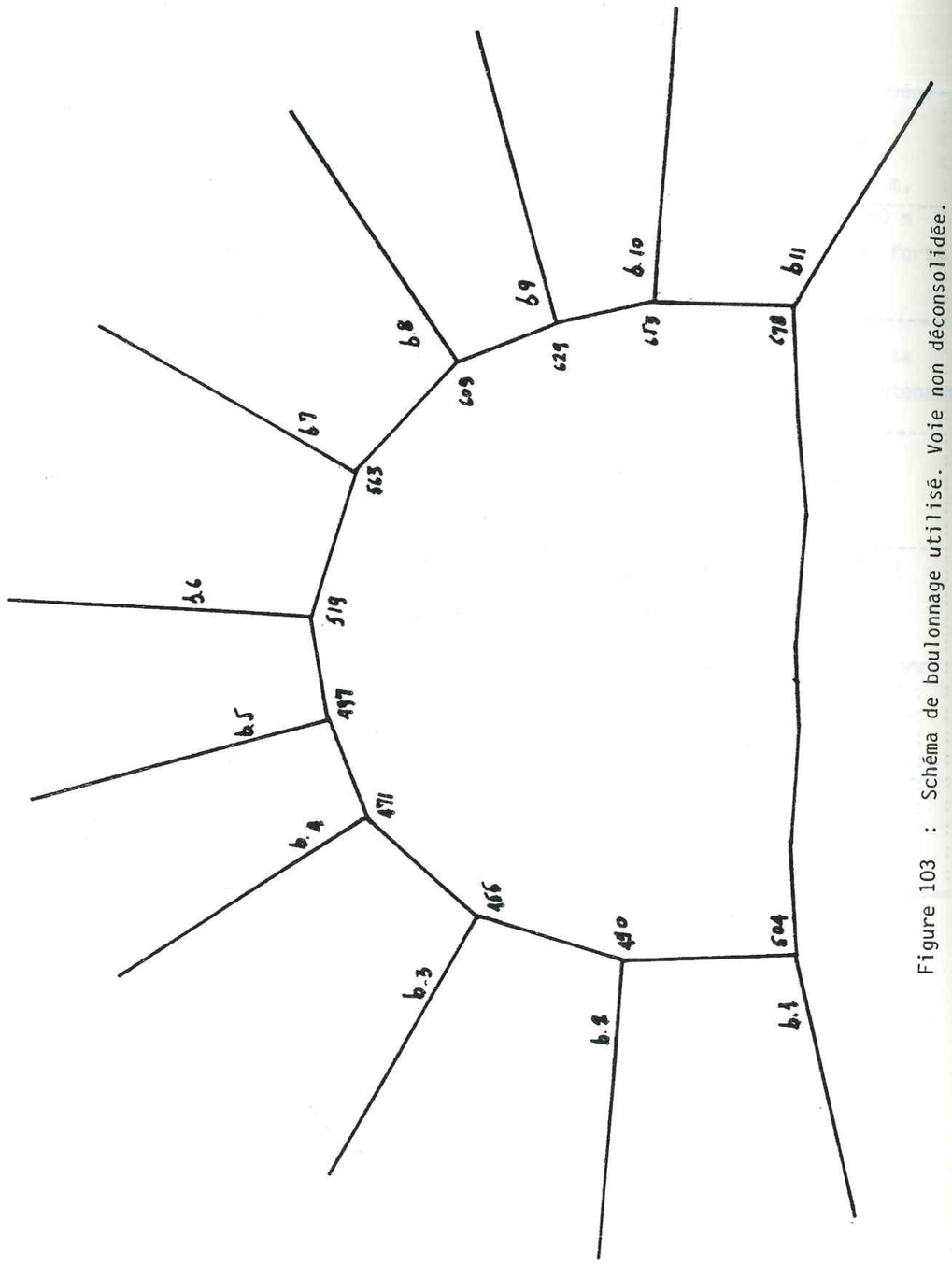


Figure 103 : Schéma de boulonnage utilisé. Voie non déconsolidée.

. On peut remarquer que les déplacements les plus forts proviennent du toit.

. En parcourant la voie, depuis le noeud 504 au noeud 678, on observe les réductions des déplacements obtenus en boulonnant (voir Figure 103) : - 0,3 % ; 9,5 % ; 2,5 % ; 3,8 % ; 4,7 % ; 4,3 % ; 4,1 % ; 2,8 % ; 3,6 % ; 8,9 % et 1,6 % d'où nous pouvons retenir en particulier que le boulon n° 1 ne sert à rien et que ce sont les boulons n° 2 et n° 10 qui travaillent le mieux ; le boulon n° 11 travaille à peine. Ces remarques peuvent être reconfirmées en regardant les contraintes exercées sur les boulons : les boulons n° 1 et n° 11 sont les moins sollicités.

. D'autre part, une amélioration de 50 % dans les modules de young se traduit par des déplacements 50 % moins importants et des contraintes sur les boulons aussi 50 % environ, plus faibles.

V.5.2. Influence d'une zone décomprimée autour de la voie

a) Propriétés des Matériaux

Le massif modélisé est constitué de 5 matériaux dont les caractéristiques ont été tirées des essais de laboratoire, sauf, bien entendu pour le matériau décomprimé que nous avons simulé. Ces caractéristiques étant la courbe intrinsèque à la rupture et les modules de young et coefficients de Poisson déterminés à 50 % de la contrainte de rupture, à l'essai de compression monoaxiale.

- Modules

TABLEAU N° 41. Propriétés mécaniques des matériaux

	Matériaux	E_1 , MPa	E_2 , MPa	ν_1	ν_2
A	Grès micacé	61.697,5	55.254,0	0,25	0,24
B	Schiste noir	35.820,0	23.221,4	0,29	0,24
C	Charbon	2.700,0	2.700,0	0,23	0,23
D	Grès quartzx	56.370,0	38.899,8	0,17	0,21
E	°Grès quartzx décomprimé	37.580,0	25.933,2	0,11	0,14

Puisque nous avons étudié deux stades de décompression, pour le deuxième, les nouvelles propriétés du grès quarziteux deviennent :

		E_1 , MPa	E_2 , Mpa	ν_1	ν_2
E'	Grès quartzX bien décomprimé	5.637,0	3.890,0	0,02	0,02

La décompression atteint 90 cm de profondeur (voir Figure 104).

- Courbes intrinsèques

TABLEAU N° 42. Courbes intrinsèques, MPa

A	X=	-15,55	-10,00	0,00	10,00	30,00	60,00	100,00	180,00
	Y=	0,00	13,00	30,00	47,00	74,00	108,00	145,00	208,00
B	X=	-11,45	- 4,00	0,00	10,00	30,00	60,00	90,00	130,00
	Y=	0,00	16,00	20,00	34,00	56,00	80,00	100,00	120,00
C	X=	- 3,00	- 1,50	0,00	7,60	19,00	38,00	76,00	152,00
	Y=	0,00	5,72	8,09	15,20	21,90	29,90	41,51	58,15
D	X=	-11,22	- 9,00	0,00	10,00	40,00	60,00	100,00	180,00
	Y=	0,00	10,00	20,00	32,00	62,00	79,00	109,00	160,00
E	X=	- 7,48	- 6,00	0,00	6,67	26,67	40,00	66,67	120,00
	Y=	0,00	6,67	13,33	21,33	41,33	52,67	72,67	106,67
E'	X=	- 1,12	- 0,90	0,00	1,00	4,00	7,90	10,00	18,00
	Y=	0,00	1,00	2,00	3,20	6,20	0,00	10,90	16,00

b) Modélisation des boulons

Raideur : 555.555 Kg ; R_T : 170 Kg.

c) Schéma (voir Figure 105)

d) Conditions aux limites

. On bloque les déplacements u et v sur la marge droite du dessin de même que sur sa base.

. On suppose une contrainte hydrostatique de 15 MPa.

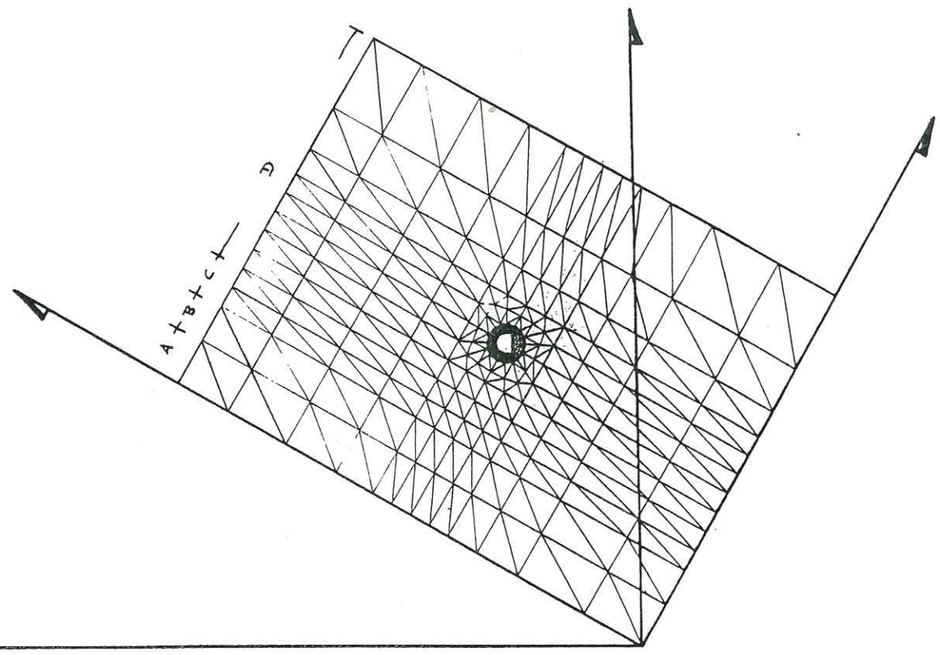


Figure 105 : Maillage montrant l'épaisseur des couches pour l'étude de l'influence de la zone déconsolidée autour de la voie.

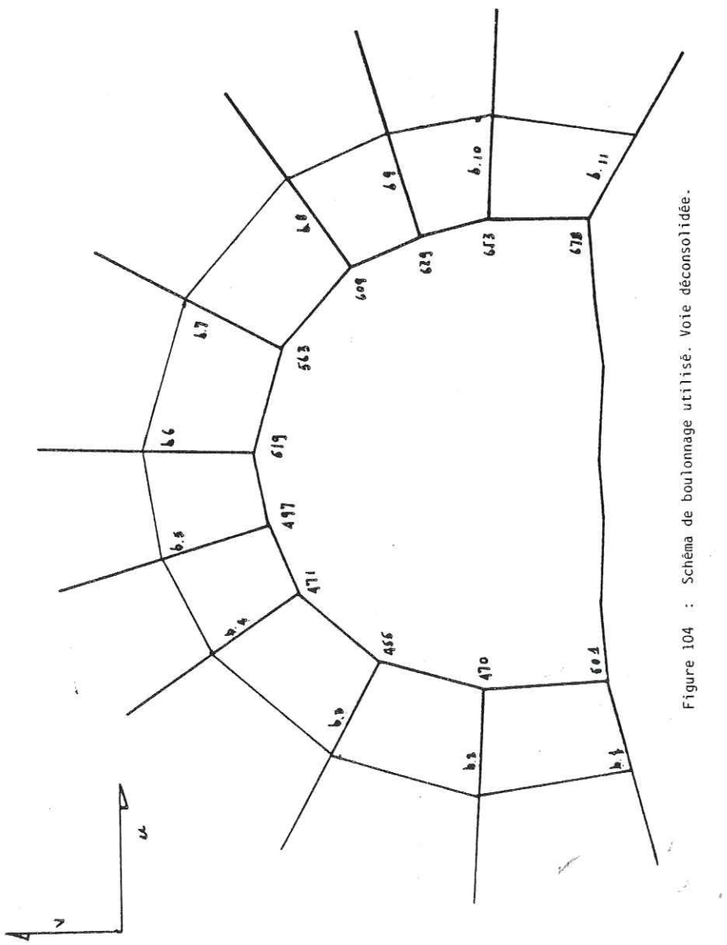


Figure 104 : Schéma de boulonnage utilisé. Voie déconsolidée.

e) Résultats obtenus

TABLEAU N° 43. Contraintes et déplacements trouvés

Option	Numéro de noeud	Déplacement horizontal u, mm	Déplacement vertical v, mm	Contrainte majeure σ_{max}, MPa	Contrainte mineure σ_{min}, MPa
1		0,175	0,276	- 13,884	- 47,702
2		0,175	0,276	- 13,818	- 47,665
3		0,167	0,314		
4	504	0,167	0,314	- 12,206	- 42,298
5		0,206	0,723		
6		0,213	0,740		
1		0,507	- 0,199	0,217	- 23,124
2		0,504	- 0,198	0,063	- 23,160
3		0,610	- 0,249		
4	470	0,604	- 0,247	- 0,730	- 21,045
5		2,148	- 0,674		
6		1,935	- 0,618		
1		0,490	- 0,487	- 1,056	- 27,660
2		0,487	- 0,485	- 1,413	- 27,631
3		0,577	- 0,582		
4	455	0,573	- 0,578	- 1,460	- 25,338
5		1,792	- 1,565		
6		1,637	- 1,434		
1		0,342	- 0,712	- 0,655	- 29,835
2		0,340	- 0,708	- 0,826	- 29,789
3		0,396	- 0,853		
4	471	0,392	- 0,844	- 0,818	- 27,448
5		1,078	- 2,489		
6		0,978	- 2,207		
1		0,194	- 0,822	0,008	- 24,690
2		0,193	- 0,816	- 0,322	- 24,739
3		0,222	- 0,995		
4	497	0,219	- 0,982	- 0,542	- 22,975
5		0,545	- 3,127		
6		0,451	- 2,696		
1		0,024	- 0,826	- 0,850	- 26,255
2		0,024	- 0,820	- 1,094	- 26,300
3		0,023	- 0,995		
4	519	0,022	- 0,983	- 1,121	- 24,430
5		- 0,044	- 3,056		
6		- 0,085	- 2,676		
1		- 0,200	- 0,738	0,243	- 27,688
2		- 0,198	- 0,734	0,217	- 27,663
3		- 0,239	- 0,887		
4	563	- 0,236	- 0,879	0,136	- 25,646
5		- 0,850	- 2,649		
6		- 0,755	- 2,384		
1		- 0,349	- 0,517	- 1,389	- 29,404
2		- 0,346	- 0,514	- 1,542	- 29,386
3		- 0,421	- 0,617		
4	609	- 0,415	- 0,613	- 1,492	- 26,900
5		- 1,512	- 1,710		
6		- 1,322	- 1,592		
1		- 0,416	- 0,320	- 0,287	- 23,069
2		- 0,412	- 0,319	- 0,515	- 23,104
3		- 0,515	- 0,388		
4	629	- 0,506	- 0,385	- 0,640	- 21,165
5		- 2,037	- 1,042		
6		- 1,763	- 0,975		
1		- 0,385	- 0,137	6,509	- 26,061
2		- 0,381	- 0,136	6,155	- 26,100
3		- 0,480	- 0,186		
4	653	- 0,472	- 0,186	5,368	- 23,697
5		- 2,006	- 0,649		
6		- 1,757	- 0,636		
1		- 0,099	0,286	- 12,496	- 55,035
2		- 0,099	0,286	- 12,475	- 55,012
3		- 0,090	0,328		
4	678	- 0,089	0,327	10,953	- 49,165
5		- 0,181	0,836		
6		- 0,186	0,857		

TABLEAU N° 44. Modification de la valeur AK obtenue en boulonnant un terrain très déconsolidé

Option	N° de triangle	σ_{max}, MPa	σ_{min}, MPa	AK
3		- 2,131	- 24,206	
5	185	- 1,943	- 17,935	1,07
6		- 2,758	- 17,820	1,31
3		- 2,388	- 22,283	
5	195	- 2,068	- 18,418	1,06
6		- 2,965	- 18,101	1,35
3		- 2,261	- 23,863	
5	196	- 1,993	- 20,033	0,93
6		- 2,877	- 19,439	1,17
3		- 2,556	- 23,907	
5	205	- 2,221	- 20,001	0,97
6		- 3,367	- 19,615	1,30
3		- 1,954	- 22,402	
5	210	- 1,728	- 18,557	0,98
6		- 3,246	- 18,327	1,43
3		- 2,389	- 22,656	
5	288	- 2,073	- 18,884	1,02
6		- 3,366	- 18,272	1,49
3		- 2,493	- 24,148	
5	289	- 2,172	- 20,190	0,95
6		- 3,067	- 19,531	1,21
3		- 1,838	- 22,747	
5	285	- 1,626	- 18,683	0,95
6		- 2,908	- 18,322	1,30
3		- 1,056	- 21,605	
5	283	- 0,973	- 17,047	0,93
6		- 2,439	- 16,814	1,33
3		- 9,397	- 30,654	
5	349	- 7,563	- 22,164	1,99
6		- 7,639	- 22,065	2,00

Les numéros 1 à 6 correspondent à :

1. voie après le creusement, sans boulons.
2. même voie que 1 mais boulonnée : 9 boulons à 1,80 m.
3. voie avant démarrage de la taille (un peu décomprimée), sans boulon.
4. même voie que 3 mais boulonnée : 9 boulons à 1,80 m.
5. voie avant démarrage de la taille (bien décomprimée), sans boulon.
6. même voie que 5 mais boulonnée : 9 boulons à 1,80 m.

Dans le tableau 45, nous donnons les efforts auxquels sont soumis les boulons :

f) Conclusions

. A partir des options 1 et 2, nous pouvons conclure le trop peu de tenue du massif ajouté par les boulons. En fait, les matériaux le constituant sont tellement raides qu'ils ne demandent aucun renforcement pour rester en place.

. Pour les options 3 et 4, on commence déjà à voir un certain travail des boulons bien que peu perceptible.

. C'est pour les options 5 et 6, où on a en jeu un matériau fortement déconsolidé, qu'on peut mieux apprécier le travail des boulons ; en effet, du point de vue des déplacements on note des réductions allant jusqu'à 14 % ce qui, compte tenu des contraintes fait revenir à la stabilité car on augmente la valeur de AK, comme montré dans le tableau 44.

TABLEAU N° 45. Comparaison contraintes sur les boulons

N° des boul.	OPTION 2 σ_x, MPa	σ_y, MPa	τ_{xy}, MPa	OPTION 4 σ_x, MPa	σ_y, MPa	τ_{xy}, MPa	OPTION 6 σ_x, MPa	σ_y, MPa	τ_{xy}, MPa
a :	13,68	0,08	- 1,09	0,12	- 1,49		102,39	0,66	- 8,22
2b :	10,68	0,06	- 0,85	0,09	- 1,15		86,62	0,55	- 6,95
c :	6,85	0,04	- 0,55	0,05	- 0,61		9,74	0,06	- 0,78
d :	4,49	0,02	- 0,36	0,03	- 0,41		6,96	0,04	- 0,56
a :	9,44	3,14	- 5,45	4,38	- 7,60		74,17	24,72	-42,82
3b :	6,79	2,26	- 3,92	3,25	- 5,64		63,08	21,03	-36,42
c :	5,11	1,70	- 2,95	1,84	- 3,19		6,61	2,20	- 3,81
d :	3,97	1,32	- 2,29	1,44	- 2,50		5,18	1,72	- 2,99
a :	4,01	9,62	- 6,21	5,65	- 8,81		31,57	75,61	-48,89
4b :	2,81	6,75	- 4,36	4,01	- 6,46		26,73	64,12	-41,40
c :	2,15	5,17	- 3,34	3,58	- 3,60		2,78	6,67	- 4,31
d :	1,70	4,08	- 2,63	1,42	- 2,85		2,15	5,17	- 3,34
a :	1,12	15,63	- 4,19	5,26	- 5,96		8,25	116,27	-31,16
5b :	0,78	10,91	- 2,92	3,94	- 4,27		7,03	98,04	-26,27
c :	0,56	7,83	- 2,10	2,54	- 2,28		0,76	10,66	- 2,85
d :	0,42	5,94	- 1,59	1,49	- 1,74		0,55	7,71	- 2,06
a :	0,06	17,04	1,02	1,11	1,47		0,45	127,64	7,65
6b :	0,04	11,85	0,71	1,05	1,02		0,47	102,59	6,15
c :	0,03	8,48	0,50	0,22	0,55		0,04	11,21	0,67
d :	0,02	6,30	0,37	0,89	0,41		0,02	8,09	0,48
a :	3,61	10,85	6,26	6,47	8,93		29,02	87,06	50,26
7 b :	2,56	7,70	4,45	4,35	6,55		24,32	72,96	42,12
c :	1,94	5,83	3,26	6,30	3,64		2,52	7,56	4,36
d :	1,52	4,58	2,64	1,97	2,87		1,96	5,90	3,41
a :	8,39	3,65	5,54	6,09	7,72		65,53	28,56	43,26
8 b :	6,05	2,64	4,00	4,82	5,79		56,47	24,62	37,28
c :	4,63	2,02	3,06	2,18	3,30		5,96	2,59	3,93
d :	3,63	1,58	2,39	1,72	2,60		4,63	2,02	3,06
a :	12,64	0,90	3,38	5,24	4,65		92,40	6,63	24,75
9 b :	9,60	0,69	2,57	3,95	3,57		81,95	5,88	21,96
c :	6,76	0,48	1,81	2,53	2,00		9,35	0,67	2,50
d :	4,85	0,34	1,30	1,39	1,46		6,91	0,49	1,85
a :	15,64	0,10	- 1,25	0,13	- 1,65		102,89	0,66	- 8,26
10 b :	9,39	0,06	- 0,75	0,08	- 1,00		75,69	0,48	- 6,07
c :	5,57	0,03	- 0,44	0,04	- 0,52		9,21	0,05	- 0,74
d :	3,52	0,02	- 0,28	0,02	- 0,33		5,80	0,03	- 0,46

D'autre part, en analysant les contraintes sur les boulons, pour l'option 6, on s'aperçoit que s'il faut boulonner à une densité plus forte que 9 boulons par section, disons passer à 11 boulons par section, il ne sera pas question de boulonner d'après les directions 1 ou 2 mais entre les directions 4 et 5 et 5 et 6 car ce sont ces boulons qui sont sollicités les plus.

. Les déplacements restant dans des grandeurs très étroites, en gardant les caractéristiques correspondant aux options 1 et 2, nous avons voulu étudier l'effet de ne pas avoir une contrainte hydrostatique de 15 MPa mais des contraintes aux grandeurs suivantes : $\sigma_x = \sigma_z = 30$ MPa, $\sigma_y = 15$ MPa ; les nouveaux déplacements trouvés, sont :

TABLEAU N° 46. Déplacements trouvés sous les nouvelles conditions

Option	Numéro du noeud	Déplacement horizontal u, mm	Déplacement vertical v, mm
1'	504	0,652	0,149
2'		0,652	0,149
1'	470	1,393	- 0,201
2'		1,387	- 0,199
1'	455	1,314	- 0,321
2'		1,309	- 0,318
1'	471	0,895	- 0,396
2'		0,892	- 0,391
1'	497	0,500	- 0,443
2'		0,498	- 0,437
1'	519	0,028	- 0,423
2'		0,027	- 0,417
1'	563	- 0,573	- 0,403
2'		- 0,570	- 0,398
1'	609	- 0,997	- 0,318
2'		- 0,992	- 0,315
1'	629	- 1,167	- 0,230
2'		- 0,159	- 0,228
1'	653	- 1,106	- 0,171
2'		- 1,099	- 0,171
1'	678	- 0,452	0,173
2'		- 0,452	0,173

Si l'on compare ces valeurs à celles trouvées pour les options 1 et 2, on peut s'apercevoir que les déplacements trouvés ne sont pas directement proportionnels à la contrainte horizontale mais qu'ils répondent à des relations plus complexes ; d'ailleurs leurs grandeurs sont fonction aussi de la position du point considéré dans la section. Nous en avons eu :

TABLEAU N° 47. Déplacements, conditions aux limites

Noeud	Déplacement total mm $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 15,0$ MPa	Déplacement total mm $\sigma_x = \sigma_z = 30,0$ MPa $\sigma_y = 15,0$ MPa
504	0,33	0,67
470	0,54	1,41
455	0,69	1,35
471	0,79	0,98
497	0,84	0,67
519	0,83	0,42
563	0,76	0,70
609	0,62	1,05
629	0,52	1,19
653	0,41	1,12
678	0,30	0,48

On remarque encore la faiblesse des déplacements par rapport à ceux relevés in situ.

V.2.3. Influence de l'avancement de l'exploitation sur la tenue de la voie boulonnée

a. La voie

La voie a une section utile de 10 m^2 (4 m de large et 3 m de haut) ; elle est mi-ovalée, le grand axe étant vertical. Son mur fait un angle de 60° avec la pente de la couche.

Cette voie a la direction de la couche, la séparation entre les deux étant de 7 m, environ.

Elle est toute boulonnée, située à 550 m de profondeur et creusée dans le grès quartziteux à grains fins.

b. Propriétés des matériaux

- Epaisseurs des couches modélisées

Le massif modélisé est constitué de 5 types de roches, ayant rejeté 3 parmi les 8 étudiées.

Ces 3 couches rejetées sont : le schiste brillant micacé, du fait qu'il se trouve à plus de 25 m du toit de la couche, donc hors de nos limites ; la gratte, qui n'est présente qu'en certains endroits, et le grès quartziteux à grains moyens.

Les couches modélisées et leurs épaisseurs, sont : (voir Figure 106)

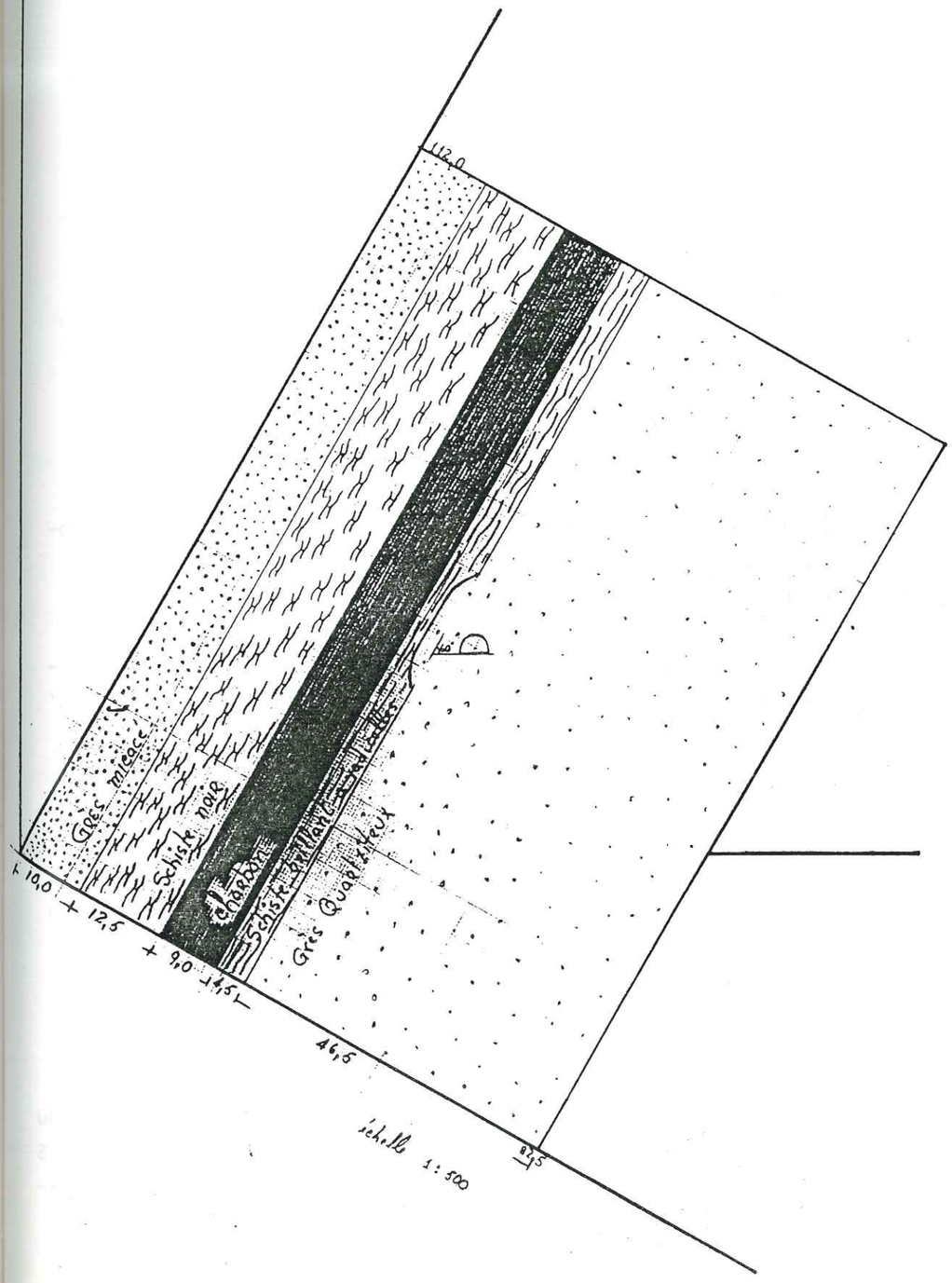


Figure 106 : Epaisseur des couches modélisées pour l'étude de l'influence de l'avancement de l'exploitation sur la tenue de la voie boulonnée.

. Grès grossièrement micacé, toit éloigné
  épaisseur : 10,0 m
. Schiste noir rubanné, toit proche
  épaisseur : 12,5 m
. Charbon, Anthracite
  épaisseur : 9,00 m
. Schiste brillant à radicelles et végétaux, mur proche
  épaisseur : 4,50 m
. Grès quarziteux lité brillant, mur éloigné
  épaisseur : 46,50 m

- Caractéristiques géomécaniques des couches modélisées

Quelle que soit la finesse de l'expérimentation, les essais de laboratoire permettent rarement de rendre compte du comportement mécanique des roches à l'échelle de l'ouvrage.

Les principales difficultés étant liées au problème de représentativité, mais aussi du chemin suivi par l'échantillon dès son prélèvement jusqu'à sa mise sous presse.

Les difficultés liées à la représentativité sont :

- représentativité de l'échantillon : certains matériaux, dont le rôle mécanique est important, échappent aux essais de laboratoire parce qu'on ne parvient pas à les échantillonner.

- représentativité des essais mêmes ; plusieurs facteurs peuvent affecter les essais :

1. l'effet d'échelle: ceci résulte en particulier de l'influence des discontinuités aux différentes échelles.
   Ce problème a fait l'objet de nombreuses recherches. En étudiant le rôle du diamètre et du volume de l'échantillon sur la résistance des roches, COATES et WEIBULL ont mis en évidence que les caractéristiques mesurées au laboratoire ne doivent pas être généralisées à l'échelle de l'ouvrage.

L'étude des paramètres mécaniques au laboratoire bien que nécessaire, ne suffit pas pour préciser les caractéristiques réelles des matériaux en place.

2. La représentativité de l'essai proprement dit. Les essais de laboratoire imposent aux échantillons une évolution particulière. Le chemin des contraintes et des déformations suivies par les échantillons est lié aux processus d'essais. In situ, les roches peuvent suivre des chemins différents, soit parce que les conditions réelles ne peuvent pas être reconstituées en laboratoire, soit encore parce que les chemins suivis dans la nature sont mal connus (L.ROCHET).

Pour ce qui concerne le chemin suivi dès le prélèvement de l'échantillon, nous avons :

- l'altération produite par le contact avec l'air, surtout quand les échantillons doivent attendre trop longtemps avant d'être testés.

- mais surtout le fait que l'on soit déjà en présence d'une éprouvette détendue.

Pour pallier cette sorte de difficultés, plusieurs chercheurs en sont venus à conseiller des rapports à prendre en compte pour modifier les données tirées des essais de laboratoire ; ainsi DAHL, conseille de prendre des valeurs de E_o (module de young en compression monoaxiale), de 700 MPa et de T_o (module de young en traction), de 0,2 MPa environ. De façon générale, il conseille de prendre des valeurs 10 à 15 fois inférieures aux valeurs obtenues à partir d'essais. ARNDT et MULLER, pour leur part, préfèrent des valeurs plus fortes pour ces deux modules.

Les considérations de ces chercheurs ont été faites au cours de leurs études sur le mécanisme des affaissements.

Nous avons suivi la méthodologie conseillée par Mr TENCELIN dans son étude "la détermination des caractéristiques mécaniques des massifs rocheux à partir des essais en laboratoire".

La méthodologie suivie par Mr TENCELIN consiste à déterminer la contrainte à la limite élastique de l'ensemble des matériaux constituant le modèle et de prendre cette valeur comme une limite supérieure dessous laquelle les matériaux peuvent subir des déformations tout en restant stables indéfiniment.

La détermination de cette contrainte, appelée contrainte ultime, passe par la mesure des déformations longitudinales et transversales des éprouvettes soumises à des efforts de compression monoaxiale afin de prendre la plus petite de ces deux limites élastiques, comme égale à σ_u ; ceci nous a amené à prendre σ_f comme étant σ_u.

Cette valeur de σ_f accompagnée de celle de l'écart type vient caractériser chaque strate.

Alors, en confrontant ces résultats avec l'expérience, on se rend vite compte de la nécessité d'introduire un coefficient de sécurité qui viendra modifier la relation entre σ_f et son écart type. Ceci revient à ne plus prendre σ_f moyenne dans le calcul, mais $\sigma_{f'}$ d'après l'expression :

$$\sigma_{f'} = \sigma_{fm} - K\ (\varepsilon.t.)$$

où $\sigma_{f'}$: contrainte limite de fissuration corrigée
σ_{fm} : contrainte moyenne de fissuration
ε.t. : écart-type
K : coefficient de sécurité tel que $0 < K < 3$

Plus K est grand, plus la sécurité sera grande. Cette façon d'opérer consiste à diminuer les diamètres des cercles de Mohr descriptifs des états limites moyens, de K fois l'écart type caractérisant la dispersion de la contrainte principale majeure ayant provoqué le dépassement de la limite élastique.

L'expression utilisée est donc, pour nous :

$\sigma_{f'} = \sigma_{fm}$ - K.ε.t. K étant égal à 1,5

Ceci dit, et prenant compte des résultats déjà montrés au chapitre II, les caractéristiques retenues pour notre massif ont été :

TABLEAU N° 48. Propriétés mécaniques des matériaux

	Caractéristiques, MPa	E_1	E_2	ν_1	ν_2	σ_c	σ_{tb}
A	Toit éloigné	46.860	44.020	0,10	0,14	98,3	9,8
B	Toit proche	33.270	23.900	0,26	0,19	61,6	6,7
C	Couche	2.400	2.400	0,25	0,25	27,0	2,7
D	Mur proche	37.600	37.600	0,25	0,25	88,8	5,0
E	Mur éloigné	38800	37600	0,08	0,11	82,7	8,1

où l'expression donnée modifie les grandeurs des contraintes de rupture à la compression mono et triaxiale et à la traction.

Quant aux modules de young et des coefficients de Poisson, nous avons conservé celles tirées des essais et déterminés aux 20 MPa.

TABLEAU N° 48. Courbes intrinsèques, MPa

A	x=	- 9,80	- 4,90	0,00	19,60	49,15	98,30	196,60	393,20
	y=	0,00	16,08	22,74	39,44	55,79	75,55	104,39	145,87
B	x=	- 6,70	- 3,10	0,00	12,32	30,80	61,60	123,20	246,40
	y=	0,00	10,11	14,30	24,72	34,94	47,29	65,34	91,29
C	x=	- 2,70	- 1.35	0,00	5,40	13,50	27,00	54,00	108,00
	y=	0,00	4,42	0,25	10,83	15,32	20,74	28,66	40,05
D	x=	- 5,00	- 4,45	0,00	17,76	44,40	88,80	177,60	355,20
	y=	0,00	14,55	20,58	35,63	50,38	68,21	94,24	131,68
E	x=	- 8,10	- 4,15	0,00	16,54	41,35	82,70	165,40	330,80
	y=	0,00	13,56	19,18	33,18	46,91	63,51	87,75	122,61

c. Modélisation des boulons

Raideur : 691.150 Kg , R_T : 1.980 Kg (pour 11 boulons par section),
Raideur : 565.486 Kg , R_T : 1.620 Kg (pour 9 boulons par section).

d. Modélisation de l'exploitation

Pour modéliser l'exploitation, on impose une contrainte de traction aux noeuds limitant la cavité ; ceci revient à créer une zone de détente, détente issue de l'enlèvement de ces noeuds.

Comme on considère que les terrains en place exercent une poussée égale aux contraintes verticales et horizontales, ce sont ces grandeurs que l'on met autour du vide d'exploitation.

Nous avons modélisé 3 stades de l'exploitation :

. la première correspond à un enlèvement d'une tranche de 13,5 m ;
. le deuxième à un de 27,0 m et
. le troisième à un de 39,0 m représentant déjà environ le 60 % de la hauteur à exploiter.

Ces trois moments de l'exploitation sont présentés sur les Figures 107, 108 et 109.

Evidemment, car nous avons simulé une exploitation instantanée de toute la tranche en question, ce qui n'est pas du tout le cas, il faudra s'attendre à voir des déplacement in situ plus importants.

e. Conditions aux limites

De même que pour les modèles 1 et 2,

. on bloque les déplacements u et v sur la marge droite du dessin ainsi que sur sa base.

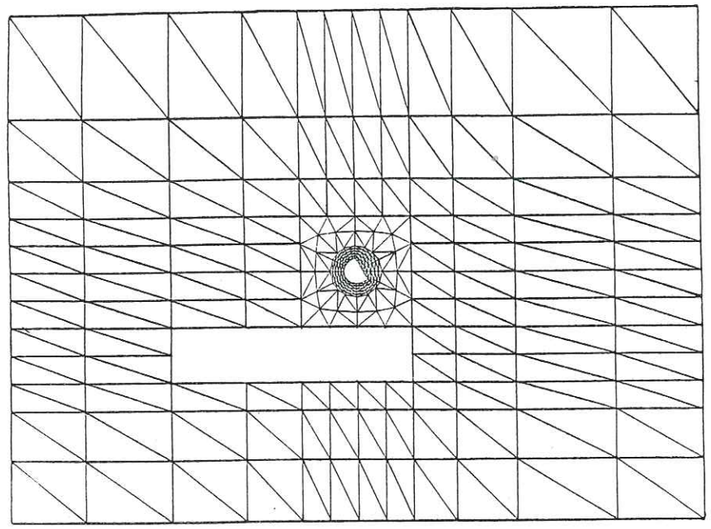


Figure 109 : Maillage montrant l'avancement de la taille. Troisième tranche exploitée.

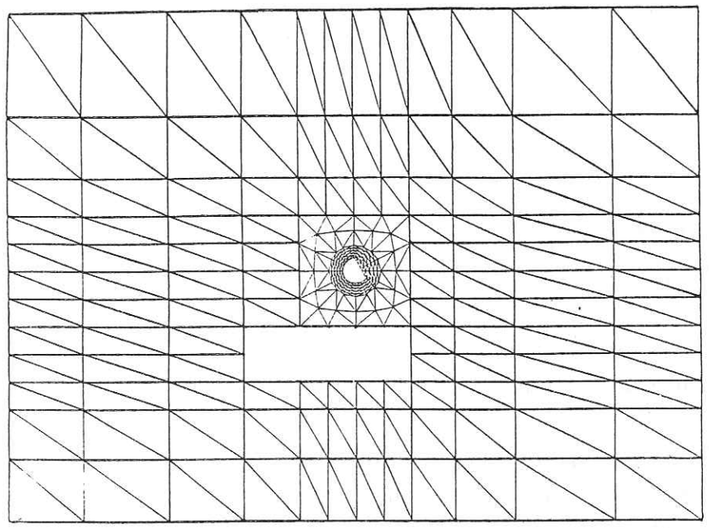


Figure 108 : Maillage montrant l'avancement de la taille. Deuxième tranche exploitée.

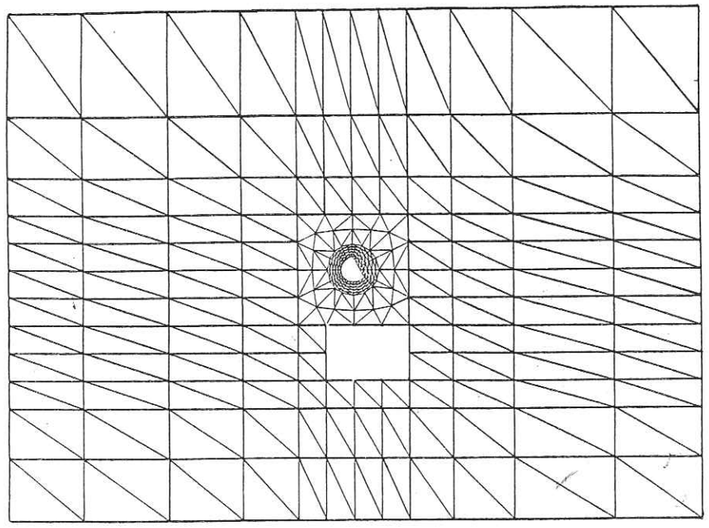


Figure 107 : Maillage montrant l'avancement de la taille. Première tranche exploitée

. on suppose des contraintes non hydrostatiques de
$\sigma_x = \sigma_z = 30$ MPa et $\sigma_y = 15$ MPa.

La grandeur de ces contraintes a été définie comme suit :
σ_y : contrainte verticale, elle a été déterminée d'après la relation :

$$\sigma_y = g\Sigma\rho_i\, h_i$$

avec ρ : masse volumique déduite par pondération entre celles correspondant aux matériaux situés dessus la couche : grès micacé et schiste noir.

ρ : 2,77 tm^{-3}
g : 9,80 m s^{-2}
h : 550 m.

Ce qui fait : $\sigma_y \simeq 150$ MPa

σ_x, σ_y : contraintes horizontales.

Nous avons eu du mal à déterminer la grandeur de ces contraintes, faute de toute mesure sur le terrain.

Si nous avions continué dans le même état d'esprit avec lequel nous avons déterminé σ_y, nous aurions abouti à des grandeurs de l'ordre de 3 MPa d'après la relation

$$\sigma_x = \sigma_y \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)$$

où ν = coefficient de Poisson pondéré des terrains autour.

Mais cela nous a semblé peu probable étant donné l'histoire tectonique de la région.

Certes, les contraintes naturelles résultent non seulement des conditions d'équilibre du milieu pesant et des caractéristiques actuelles du massif, mais aussi, de toute son histoire géologique avec une mémoire qui dépend du comportement rhéologique des roches sur des échelles de temps échappant aux investigations de laboratoire Les déformations permanentes dues aux mouvements tectoniques passés ont pu laisser subsister localement des contraintes résiduelles (PANET).

D'autre part, les mesures des contraintes naturelles effectuées au cours des dernières années ont mis en évidence une supériorité des contraintes horizontales par rapport aux contraintes verticales, pour les ouvrages à grande profondeur. Ce phénomène a été en général très lié à la tectonique régionale (GEORGE).

Pour cela, et compte tenu que nous avons affaire à une région fort tectonisée, nous avons préféré garder une contrainte horizontale de 30 MPa après avoir analysé ce qui se passait pour une contrainte horizontale de 15 MPa (voir paragraphe V.5.2.).

Les grandeurs des déplacements rencontrées mises en rapport avec celles trouvées in situ, nous a conduit à conserver la contrainte de 30 MPa comme étant la plus rapprochée.

Bien évidemment, cette détermination reste loin d'être scientifique et de ce fait, elle comporte une très grande incertitude laquelle ne pourra être décelée qu'à la suite des mesures in situ à l'aide du vérin plat ou du surcarottage.

f. Résultats

Nous donnons les résultats obtenus dans les tableaux suivants. A partir de ceux-ci, nous avons relevé les figures correspondantes.

TABLEAU N° 50. Déplacements horizontaux et verticaux au long de l'exploitation pour chaque modalité de boulonnage en étude

Avancement de l'exploitation°	Déplacements horizontaux u, mm : 11 boul. 1,80 m	9 boul. 2,20 m	11 boul. 2,20 m	Noeud	Déplacements verticaux v, mm : 11 boul. 1,80 m	9 boul. 2,20 m	11 boul. 2,20 m
1°	- 6,255	- 6,240	- 6,256		3,349	3,357	3,349
2°	- 8,991	- 8,974	- 8,992	504	4,636	4,448	4,639
3°	- 9,734	- 9,718	- 9,734		3,325	3,334	3,326
1	- 6,585	- 6,582	- 6,586		2,954	2,955	2,954
2	-10,250	-10,248	-10,251	470	5,206	5,208	5,207
3	-11,288	-11,286	-11,289		4,254	4,255	4,255
1	- 7,367	- 7,366	- 7,369		2,293	2,291	2,293
2	-11,939	-11,938	-11,940	455	5,153	5,152	5,154
3	-13,381	-13,380	-13,382		4,541	4,540	4,543
1	- 8,033	- 8,033	- 8,034		1,417	1,415	1,417
2	-13,419	-13,420	-13,420	471	4,675	4,429	4,676
3	-15,281	-15,282	-15,282		4,431	4,673	4,433
1	- 8,355	- 8,355	- 8,355		0,746	0,742	0,746
2	-14,115	-14,116	-14,116	497	4,033	4,030	4,034
3	-16,209	-16,209	-16,209		4,010	4,006	4,011
1	- 8,545	- 8,546	- 8,545		0,282	0,278	0,282
2	-14,466	-14,467	-14,466	519	3,394	3,390	3,394
3	-16,750	-16,751	-16,750		3,517	3,513	3,518
1	- 8,483	- 8,654	- 8,651		- 0,153	- 0,156	- 0,153
2	-14,440	-14,442	-14,439	563	2,446	2,443	2,447
3	-16,824	-16,827	-16,823		2,611	2,608	2,612
1	- 8,483	- 8,486	- 8,481		- 0,192	- 0,194	- 0,192
2	-13,789	-13,792	-13,786	609	1,775	1,772	1,775
3	-16,096	-16,100	-16,094		1,801	1,798	1,802
1	- 8,219	- 8,224	- 8,217		- 0,075	- 0,076	- 0,074
2	-13,010	-13,015	-13,008	629	1,422	1,420	1,423
3	-15,146	-15,151	-15,143		1,256	1,255	1,257
1	- 7,704	- 7,709	- 7,702		0,107	0,108	0,107
2	-11,999	-12,004	-11,997	653	1,270	1,271	1,272
3	-13,920	-13,925	-13,918		0,915	0,916	0,916
1	- 6,167	- 6,170	- 6,166		1,170	1,174	1,171
2	- 9,639	- 9,641	- 9,638	678	2,056	2,058	2,056
3	-11,123	-11,124	-11,122		1,455	1,457	1,455

° Les numéros 1, 2 et 3 correspondent à l'exploitation de la première, la deuxième et la troisième tranche comme défini auparavant.

De toutes les modalités de boulonnage que nous avons étudiées concernant la densité des boulons et leur longueur, nous n'avons retenu que celle à 9 boulons de 1,80 m car nous n'avons remarqué aucune amélioration pour les autres modalités comme on peut s'en apercevoir en analysant le tableau n° 50 dans lequel nous donnons les déplacements horizontaux et verticaux pour les modalités : 11 boulons à 1,80 m
9 boulons à 2,20 m
et 11 boulons à 2,20 m
aux trois étapes de l'exploitation évoquées auparavant.

Pour la modalité à 9 boulons de 1,80 m, nous avons :

- Distribution des contraintes σ_x et σ_y sur une profondeur de 1,95 m à partir de la périphérie de la voie.

Ces grandeurs sont montrées sur les figures 110, 111, 112, 113 et 114 pour les différents stades de la voie dès l'avant démarrage de la taille jusqu'à l'exploitation de la troisième tranche (options non boulonnées).. Là, nous pouvons remarquer, en particulier, les grandeurs fort élevées de la contrainte σ_x côté couche.

On peut aussi observer la très grande variation des contraintes que l'on trouve pour les noeuds tout autour de la voie.

- Cercles de Mohr à la rupture pour les matériaux à la périphérie

Nous donnons les cercles de Mohr se rapportant à l'avant démarrage de la taille et ceux correspondants aux trois étapes de l'exploitation (options non boulonnées toujours), dans les figures 115, 116, 117 et 118 On remarque pour l'exploitation de la troisième tranche, le début de la rupture, rupture qui survient du côté massif, partie supérieure.

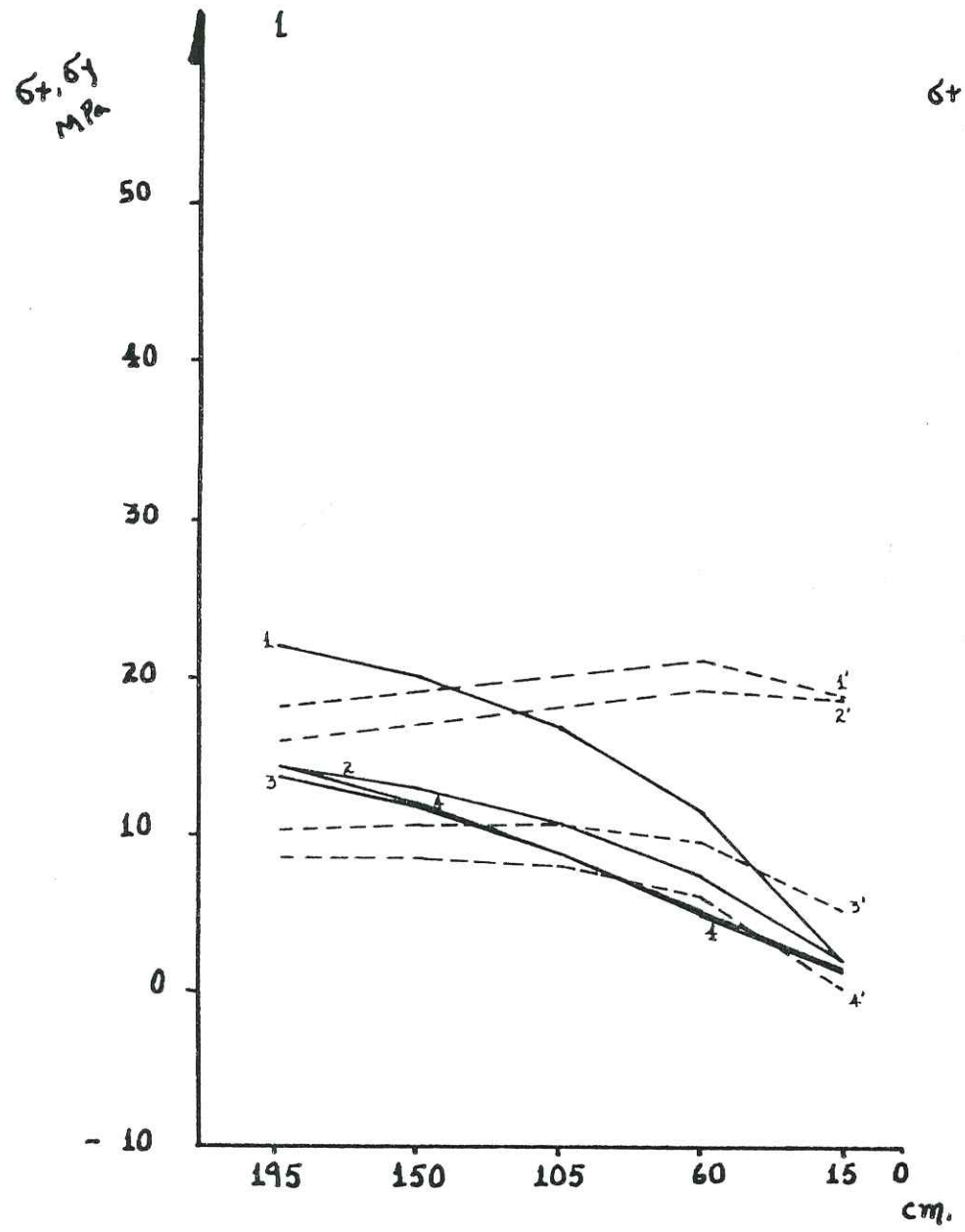


Figure 110a : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 1 et 2

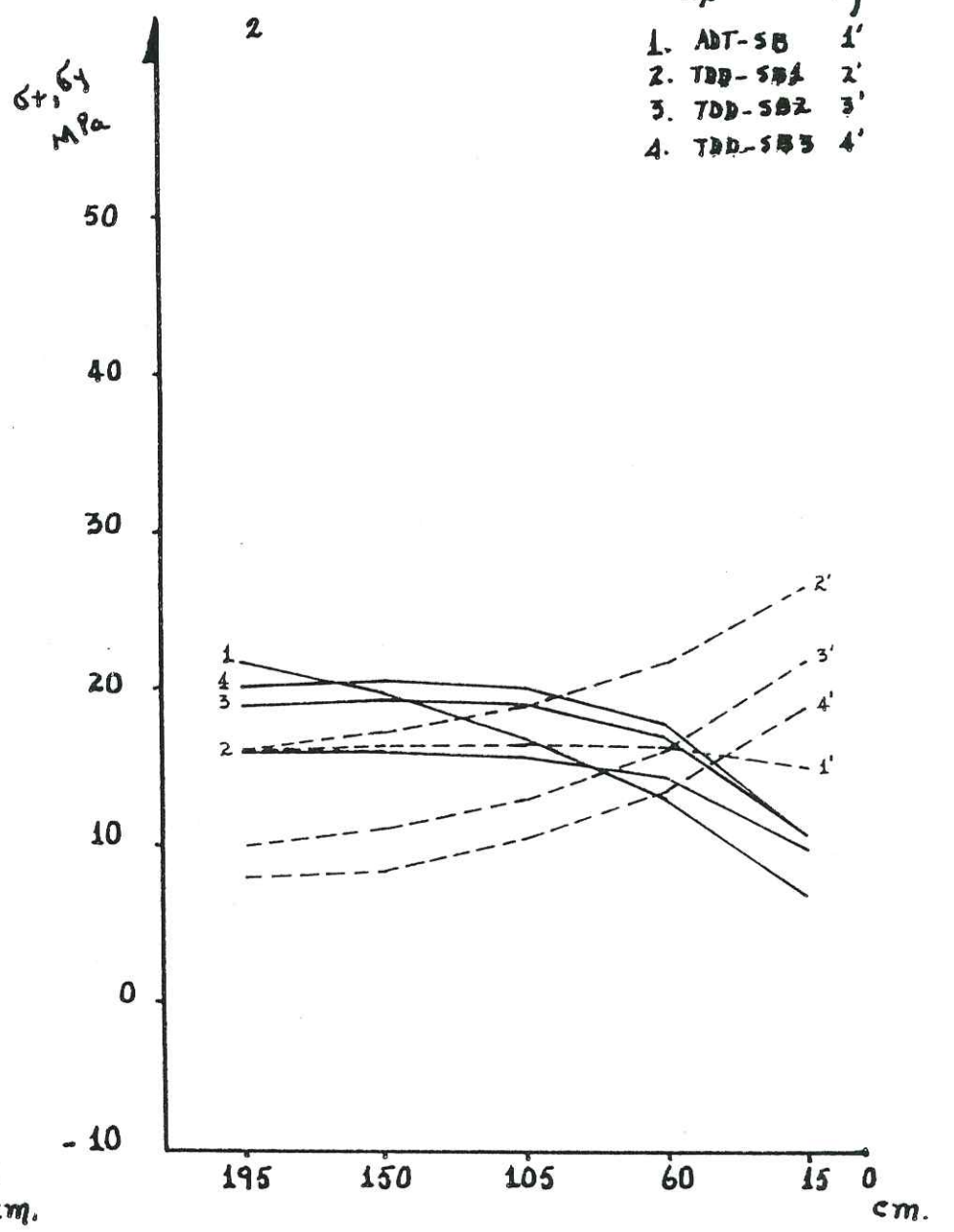


Figure 110b : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 2 et 3

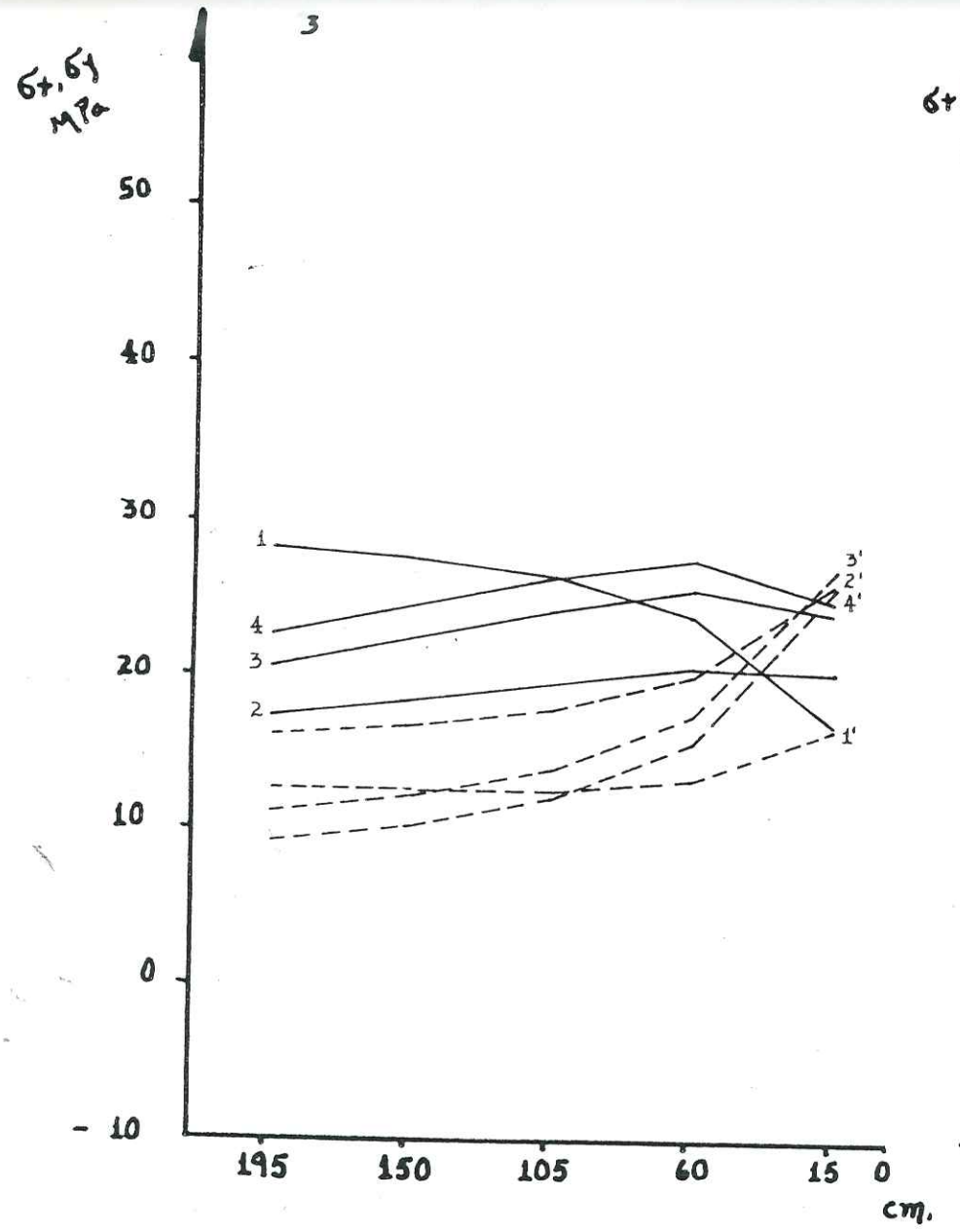


Figure 111a : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 3 et 4

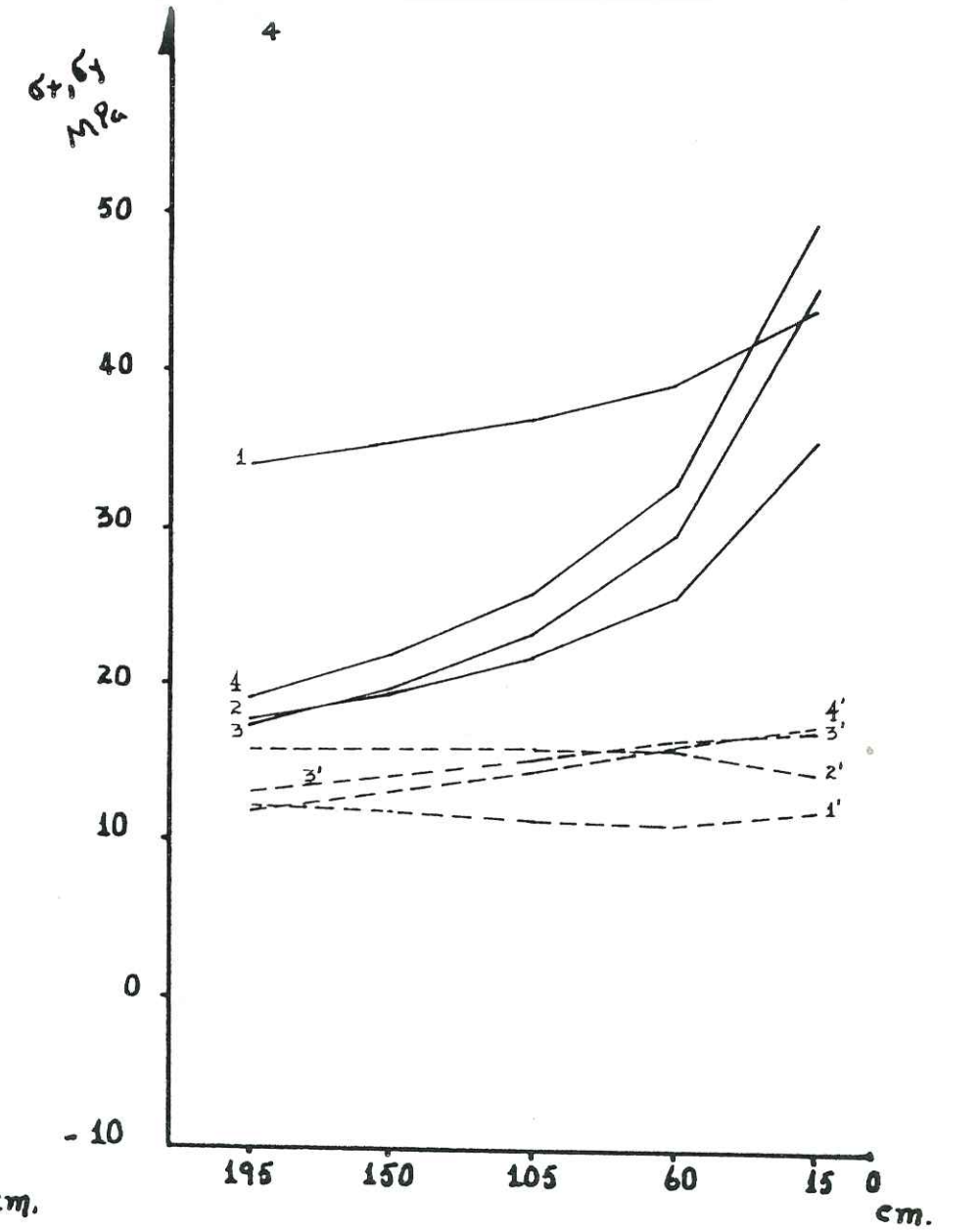


Figure 111b : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 4 et 5

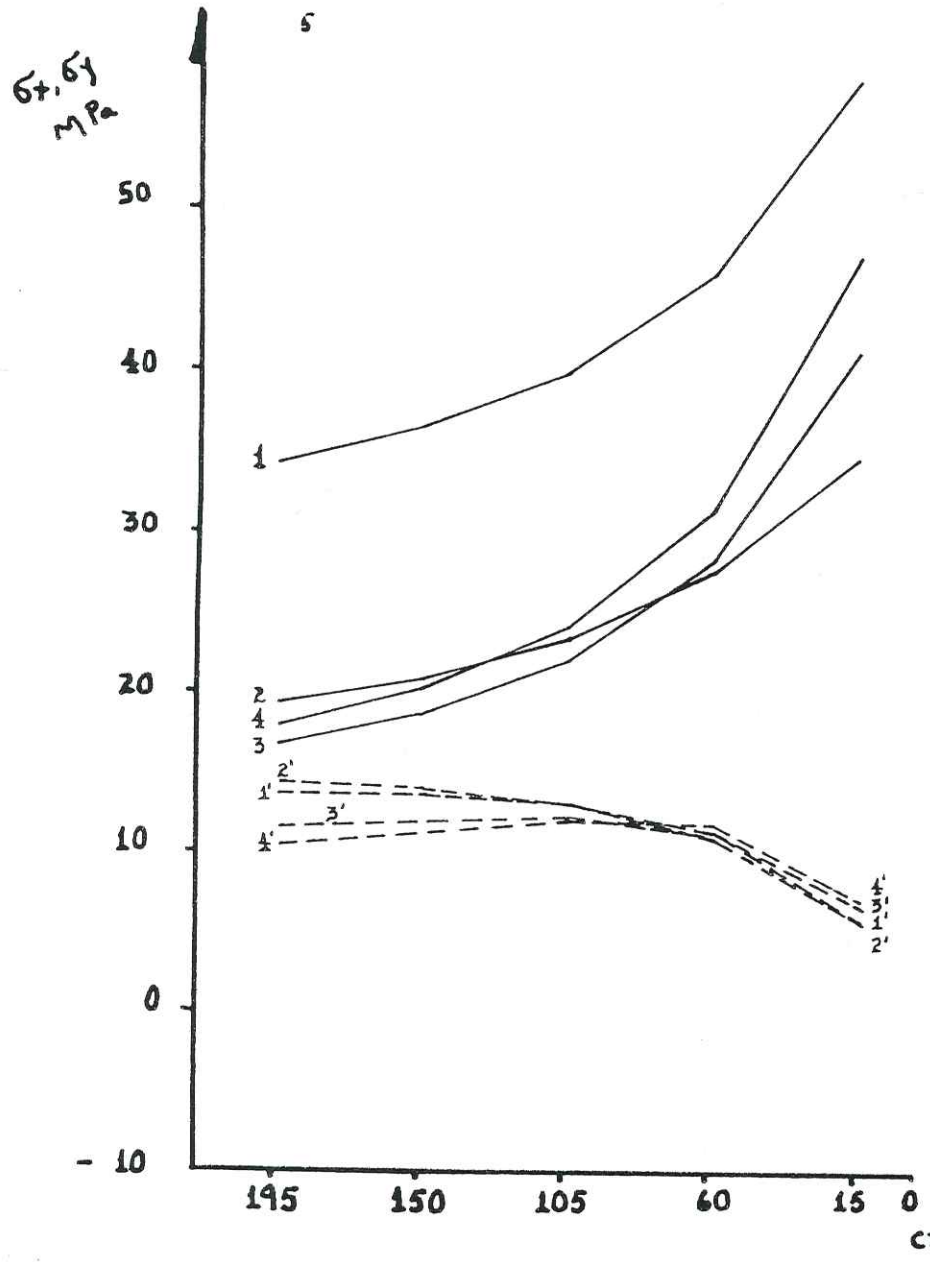


Figure 112a : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 5 et 6.

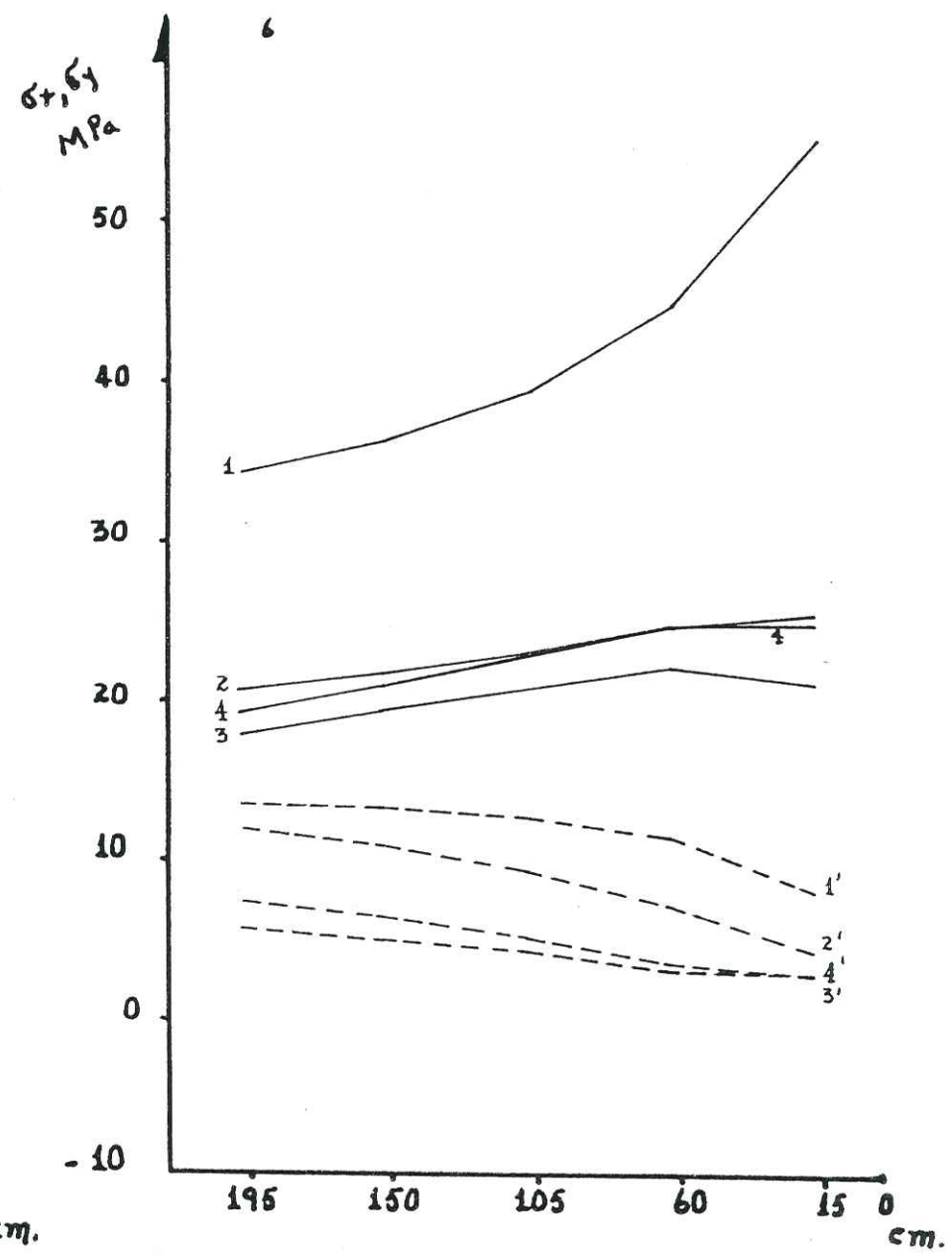


Figure 112b : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 6 et 7

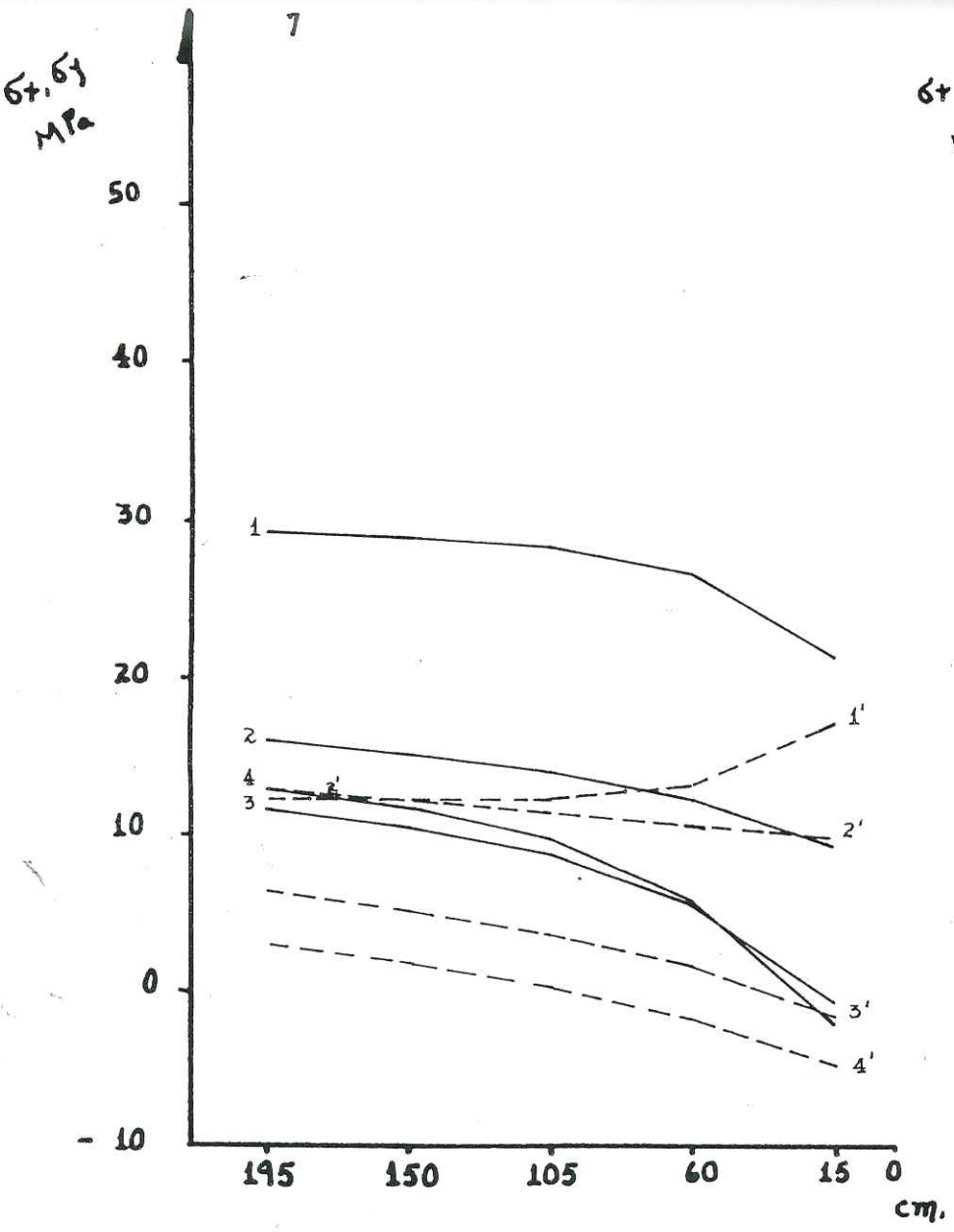


Figure 113a : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 7 et 8.

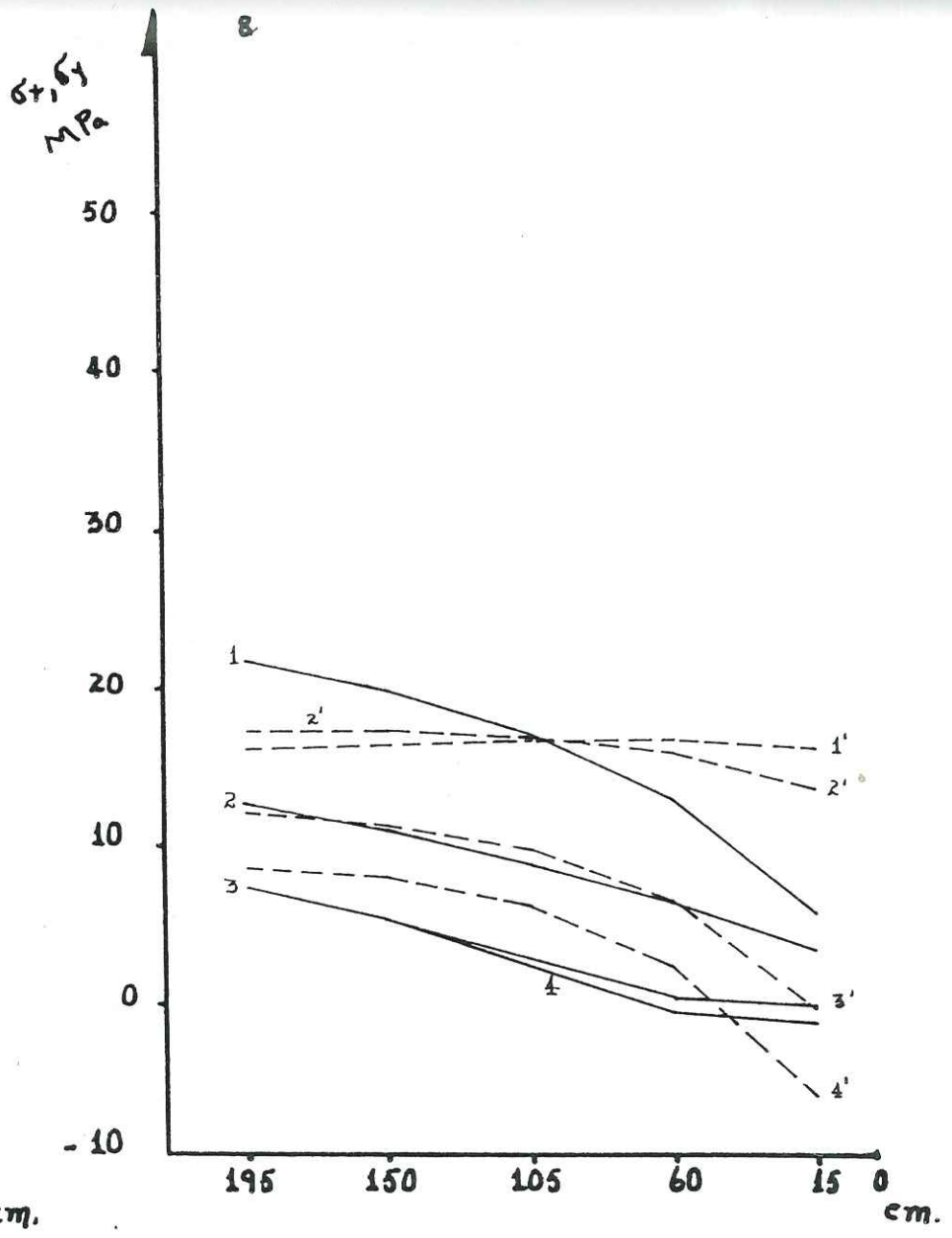


Figure 113b : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 8 et 9

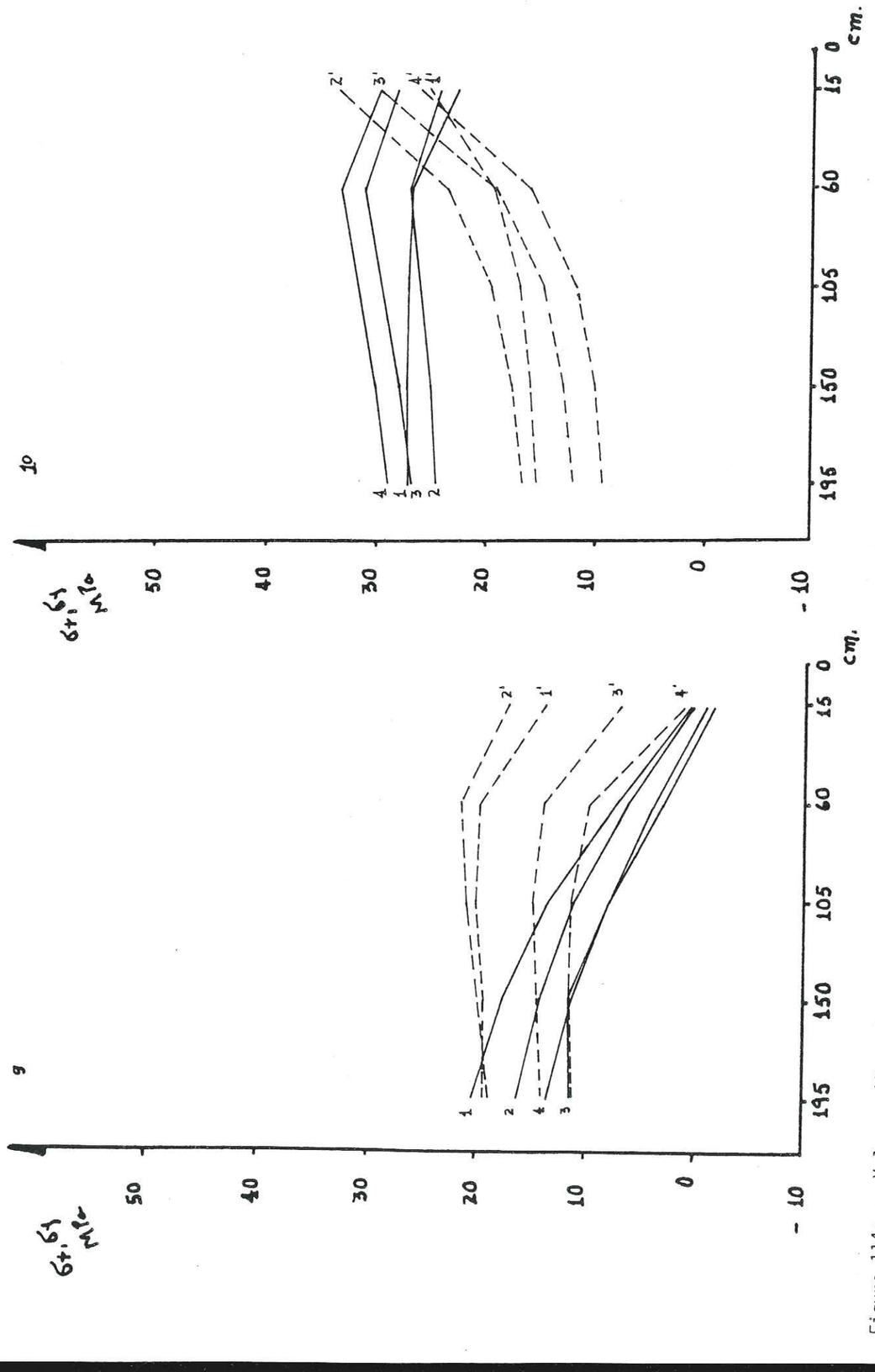
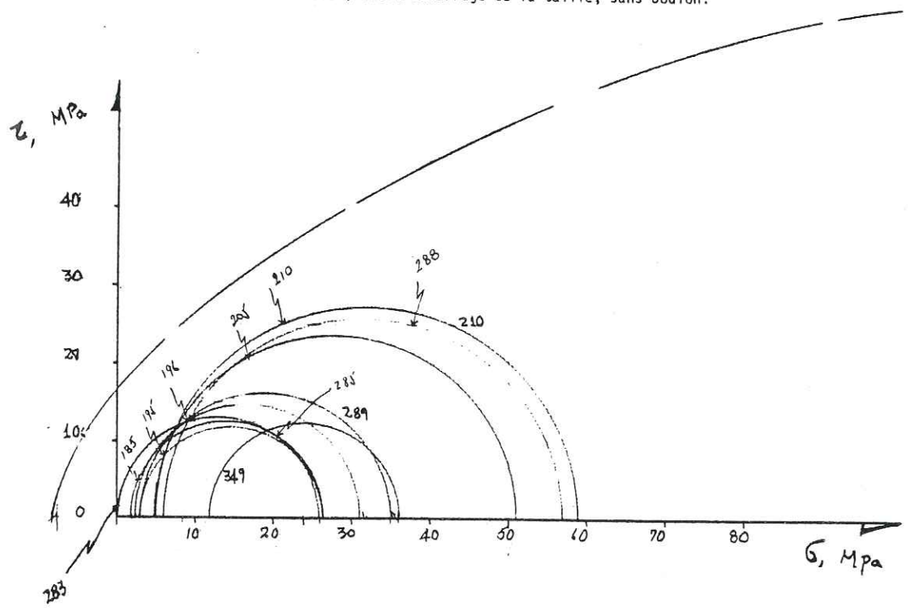


Figure 114a : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 9 et 10.

Figure 114b : Valeurs déterminées entre rangées des boulons 10 et 11

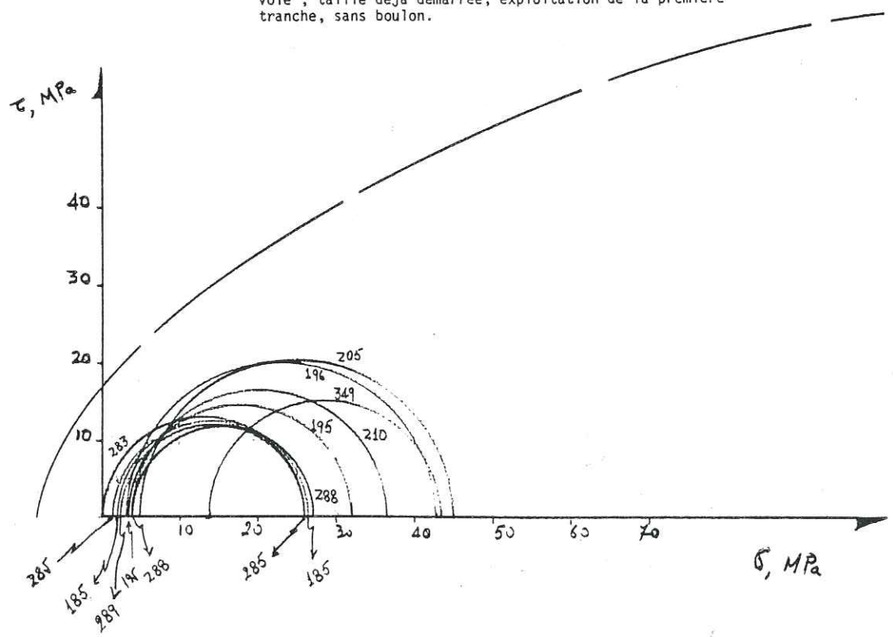
ADT - SB

Figure 115 : Cercles de Mohr à la rupture pour les triangles autour de la voie ; avant démarrage de la taille, sans boulon.



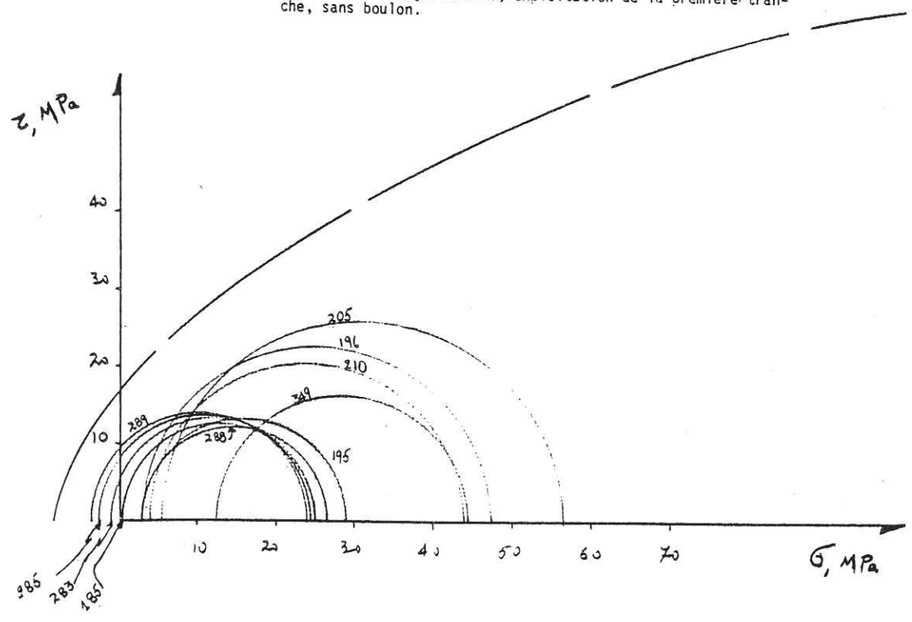
TDD1T - SB

Figure 116 : Cercles de Mohr à la rupture pour les triangles autour de la voie ; taille déjà démarrée, exploitation de la première tranche, sans boulon.



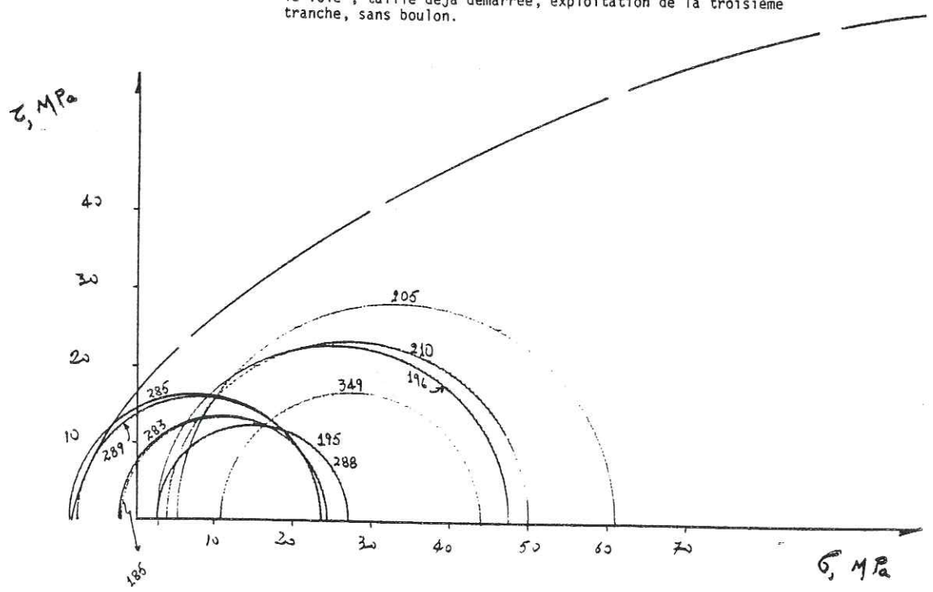
TDD2T - SB

Figure 117 : Cercles de Mohr à la rupture pour les triangles autour de la voie ; taille déjà démarré, exploitation de la première tranche, sans boulon.



TDD3T - SB

Figure 118 : Cercles de Mohr à la rupture pour les triangles autour de la voie ; taille déjà démarrée, exploitation de la troisième tranche, sans boulon.



- Déplacement tout au long de la rangée où viendront se placer les boulons.

Tableaux numéros 51 et 52 : on y remarque l'avant démarrage de la taille.

. Des déplacements bien trop petits, car ils sont de l'ordre suivant :

TABLEAU N° 51. Comparaison des déplacements avant démarrage de la taille pour la voie boulonnée et non boulonnée

Noeud sur la voie	Déplacement total sans boulon (A) mm	Déplacement total boulonnée (B) mm	Rapport B/A
504	1,23	1,23	1,00
470	2,85	2,82	0,99
455	2,74	2,72	0,99
471	1,97	1,96	0,99
497	1,31	1,30	0,99
519	0,72	0,70	0,97
563	1,26	1,25	0,99
609	1,98	1,96	0,99
629	2,28	2,24	0,98
653	2,14	2,12	0,99
678	0,77	0,77	1,00

où on s'aperçoit nettement que le boulon numéro 11 n'a aucun effet sur la tenue.

Nous attirons aussi l'attention sur le fait que le point situé à la couronne est celui qui se déplace le moins.

. Des déplacements de plus en plus faibles tout au long de la rangée.

. Au-delà de 0,90 m, nous ne trouvons aaune amélioration en boulonnant ; donc, une diminution de la longueur des boulons vers 1,50 m pourra être envisagée.

Après démarrage de la taille

. Nous observons, déjà, des déplacements bien importants, de l'ordre de 8,7 mm après l'exploitation de la première tranche.

. Les déplacements les plus importants proviennent du côté massif et c'est justement de ce côté que nous avons trouvé un certain travail des boulons comme nous le montrons dans le tableau n° 52.

TABLEAU N° 52. Comparaison des déplacements pour l'exploitation de la première tranche ; voie boulonnée et voie non boulonnée

Noeud sur la voie	Déplacement total sans boulon après l'exploitation de la 1ère tranche (mm)	Déplacement total boulonné après l'exploitation de la 1ère tranche (mm)
504	7,08	7,08
470	7,19	7,21
455	7,69	7,71
471	8,15	8,15
497	8,38	8,38
519	8,55	8,55
563	8,67	8,66
609	8,51	8,49
629	8,26	8,23
653	7,74	7,71
678	6,28	6,28

TABLEAU N° 53. Contraintes au long des boulons

Boulon N°	AD 1 — 9 boulons à 1,80 m : σx	σy	τxy	TDD 2 — 9 boulons à 1,80 m : σx	σy	τxy	TDD 3 — 9 boulons à 1,80 m : σx	σy	τxy
1 a	48,14	0,31	- 3,86	50,87	0,32	- 4,09	48,92	0,31	- 3,92
1 b	42,44	0,27	- 3,41	43,89	0,28	- 3,53	42,39	0,27	- 3,40
1 c	31,23	0,20	- 2,50	37,20	0,24	- 2,99	36,21	0,23	- 2,91
1 d	22,73	0,14	- 1,82	32,70	0,21	- 2,62	31,35	0,20	- 2,52
2 a	29,59	9,86	-17,08	29,82	9,94	- 17,22	30,02	10,01	- 17,33
2 b	23,84	7,94	-13,76	25,49	8,49	- 14,72	26,20	8,73	- 15,13
2 c	18,60	6,20	-10,74	23,52	7,84	- 13,58	24,76	8,25	- 14,30
2 d	14,63	4,87	- 8,44	22,77	7,59	- 13,15	24,62	8,20	- 14,22
3 a	8,09	19,40	-12,53	7,00	16,80	- 10,85	6,93	16,62	- 10,73
3 b	5,96	14,29	- 9,23	4,75	11,41	- 7,37	5,47	13,11	- 8,46
3 c	4,42	10,61	- 6,85	3,93	9,43	- 6,09	5,60	13,45	- 8,68
3 d	3,34	8,01	- 5,17	3,46	8,31	- 5,37	6,02	14,43	- 9,33
4 a	2,09	29,11	- 7,80	1,87	26,03	- 6,98	1,90	26,49	- 7,10
4 b	1,06	14,83	- 3,97	0,84	11,80	- 3,16	0,94	13,20	- 3,54
4 c	0,57	8,05	- 2,15	0,38	5,33	- 1,43	0,76	10,64	- 2,85
4 d	0,37	5,16	- 1,38	0,14	2,02	- 0,54	0,67	10,80	- 2,82
5 a	0,10	29,85	- 1,79	0,10	28,65	- 1,72	0,11	30,60	- 1,83
5 b	0,04	11,78	- 0,70	0,05	15,00	- 0,90	0,06	19,03	- 1,14
5 c	0,01	5,23	- 0,31	0,02	6,63	- 0,40	0,04	12,92	- 0,77
5 d	0,01	2,67	- 0,16	0,00	1,49	- 0,09	0,03	9,52	- 0,57
6 a	7,33	22,01	- 12,71	7,86	23,60	- 13,63	9,02	27,07	- 15,63
6 b	5,00	15,01	- 8,77	6,10	18,32	- 10,58	7,81	23,43	- 15,53
6 c	3,55	10,64	- 6,14	4,59	13,77	- 7,95	6,12	18,38	- 10,61
6 d	2,63	7,90	- 4,56	3,43	10,31	- 5,95	4,70	14,09	- 8,14
7 a	25,10	10,94	- 16,57	26,86	11,71	- 17,75	28,99	12,64	- 19,14
7 b	20,14	8,78	- 13,30	23,42	10,21	- 15,47	26,49	11,55	- 17,49
7 c	15,86	6,95	- 10,53	20,13	8,78	- 13,30	22,85	9,96	- 15,08
7 d	12,69	5,53	- 8,38	17,30	7,54	- 11,42	19,39	8,45	- 12,80
8 a	43,35	3,11	- 11,61	44,27	3,18	- 11,86	43,18	3,10	- 11,57
8 b	27,13	2,66	- 9,95	40,25	2,89	- 10,79	42,14	3,03	- 11,29
8 c	28,81	2,06	- 7,72	33,93	2,43	- 9,09	36,67	2,64	- 9,85
8 d	22,16	1,59	- 5,93	38,53	2,04	- 7,65	31,29	2,24	- 8,38
9 a	52,82	0,34	- 4,24	55,18	0,35	- 4,40	55,29	0,36	- 4,44
9 b	38,77	0,25	- 3,11	41,13	0,26	- 3,41	42,62	0,27	- 4,42
9 c	27,24	0,17	- 2,18	31,17	0,20	- 2,50	33,14	0,21	- 2,66
9 d	19,75	0,12	- 1,58	25,45	0,16	- 2,04	27,77	0,18	- 2,23

Les lettres a, b, c, d correspondent à des points situés à différentes profondeurs tout au long du boulon, ainsi :

a : 45 cm ; b : 90 cm ; c : 35 cm ; d : 180 cm

Valeurs données en MPa.

Pour ce qui se passe pendant l'exploitation de la deuxième et troisième tranche, nous avons pu remarquer des déplacements encore plus importants allant jusqu'au double des grandeurs montrées dans ce tableau ; mais du point de vue du travail du boulon, nous n'avons pas remarqué des réductions importantes de ces déplacements.

Finalement, du point de vue des contraintes sur les boulons, nous donnons dans le tableau n° 53 les grandeurs relevées pour l'avant démarrage de la taille et pour les 3 moments de l'exploitation (option 9 boulons à 1,80 m).

Les figures 119, 120 et 121 visualisent les contraintes σ_x, σ_y et τ_{xy} pour la première tranche exploitée.

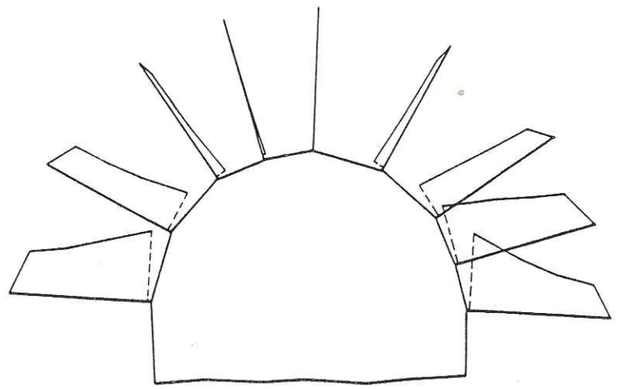


Figure 119 : Contraintes σ_x sur les boulons ; taille déjà démarrée (1ère tranche) 9 boulons à 1,80 m.

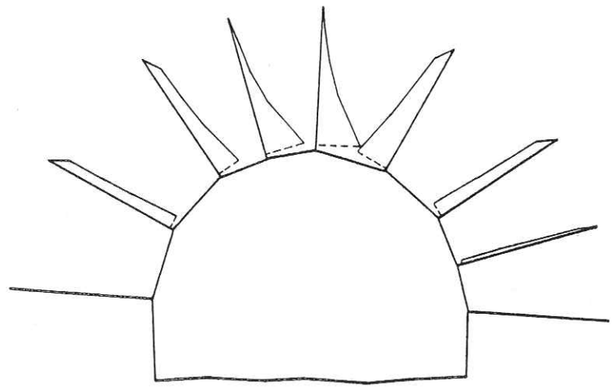


Figure 120 : Contraintes σ_y sur les boulons ; taille déjà démarrée (1ère tranche) 9 boulons à 1,80 m.

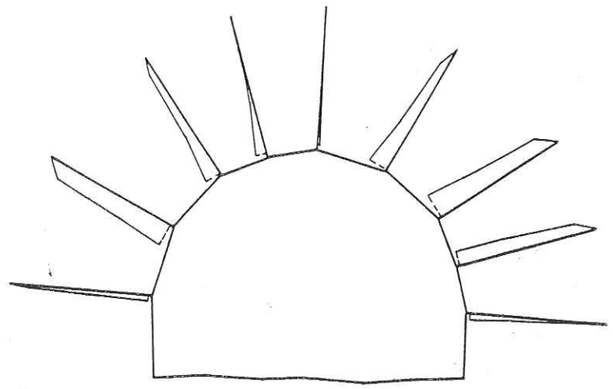


Figure 121 : Contraintes τ_{xy} sur les boulons ; taille déjà démarrée (1ère tranche) 9 boulons à 1,80 m.

CONCLUSION

La modélisation du massif rocheux, se limitait dans notre cas, au choix des caractéristiques mécaniques des roches et à la définition des conditions aux limites.

L'exécution d'une campagne complète d'essais de laboratoire nous a fourni une grande quantité d'éléments concernant le comportement des roches, en compression mono et triaxiale, ainsi qu'en traction. Il fallait donc choisir celles qui convenaient le mieux au problème.

A l'effet d'échelle, impliqué par le passage du comportement observé sur échantillons au comportement du massif venait donc s'ajouter le problème du choix des contraintes initiales régnant dans le massif.

Notre travail, qui ne constitue qu'une première approche, a été conduit de façon très pragmatique. Nous avons testé différentes modalités jusqu'à aboutir à celle qui, compte tenu des déplacements relevés in situ, nous a semblé la plus appropriée. Nous avons donc, dans cette première approche considéré que le massif est soumis, du fait des terrains susjacents, à une contrainte verticale de 15 MPa. Les valeurs des modules de young et coefficients de Poisson ont alors été fixées par référence aux essais de laboratoire. Les valeurs de résistances ont été prises égales à la limite de fissuration diminuée de son écart-type multiplié par un coefficient de sécurité pris égal à 1,5.

Nous n'avons pas cherché, au cours de cette étude, à mettre en cause le schéma de boulonnage existant (9 boulons nervurés, de 1,80 m de long) par section même si nous avons cherché à déceler la possibilité de gain que pourrait amener le choix d'autres schémas de boulonnage :

. 9 boulons à 2,20 m de long,
. 11 boulons à 1,80 m de long,
. 11 boulons à 2,20 m de long.

Ceci pour essayer de mieux s'opposer aux déplacements provoqués par l'exploitation.

L'application du programme suivant ces différentes modalités, n'apporte pas de résultat significatif sur le comportement des voies.

Toutefois, dans l'hypothèse d'un renforcement par boulons, nous pensons qu'il vaudrait mieux rapprocher la distance entre deux rangées de boulons plutôt que poser davantage de boulons sur une même section.

Donc, nous avons gardé le schéma de boulonnage à 9 boulons, nervurés de 1,80 m de long, par section, et dans ces conditions, nous avons suivi les effets de l'avancement de la taille, avec ou sans boulon afin de déterminer le travail de ces derniers.

Nous avons pu traduire :

. L'incidence d'un rocher bien solide où la rupture ne survient qu'après l'exploitation de la troisième tranche (39 m équivalant à 60 % de la hauteur à exploiter), après des déplacements importants de la voie (plus de 20 mm, en moyenne). Les convergences réellement observées, cf. ci-dessus, atteignent 100 et même plus de 200 mm !).

. Cette rupture survenue, les boulons ne s'y opposent pas, d'où la nécessité d'un renforcement par des cintres.

. Avant que cette rupture ne se produise, on remarque un travail peu important des boulons. Mr DEJEAN, en 1976, dans son rapport "Influence de la nature du boulon sur le comportement d'un massif boulonné", avait montré que pour un terrain résistant, les réductions des déformations apportées par le boulonnage étaient faibles, de l'ordre de 0,3 %).

. Le travail des boulons est particulièrement important en présence d'une zone désolidarisée du massif. Dans ce cas, les boulons peuvent garantir la stabilité, comme montré dans le paragraphé V.5.2.

Enfin, nous proposons pour les voies d'exploitation le schéma de boulonnage suivant : 11 boulons nervurés de 1,80 m.

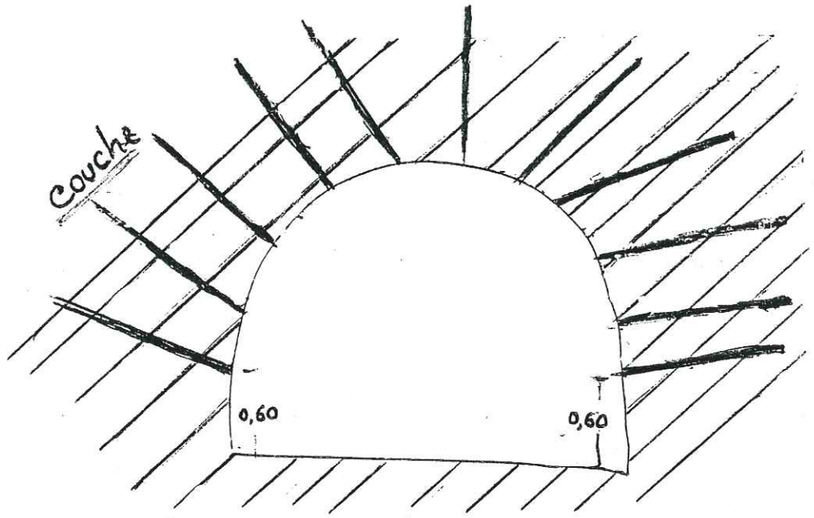


SCHÉMA PROPOSÉ

Cette disposition tient au fait des résultats des modèles testés à l'ordinateur.

Pour les voies d'infrastructures non soumises à l'effet de l'exploitation,, nous n'avons pas décelé de déformation au-delà de 90 cm, comptés à partir de la périphérie de la voie (il est donc inutile d'utiliser des boulons de longueur supérieure à 1,50 m) ; un schéma à 9 boulons nervurés par rangée (ou même 7 ?) d'une longueur de 1,50 m s'avère suffisant.

Enfin, pour les voies à fortes déformations, un schéma à 9 boulons lisses semble être le plus adapté.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire, nous nous sommes efforcés de présenter une synthèse du problème technique posé par l'exploitation minière souterraine à la mine de la Mure :

- le soutènement des voies tant d'infrastructures comme d'exploitation, tout en garantissant le maintien d'une section utile.

La démarche suivie nous a montré la présence d'un massif fragile, assez perturbé par les failles mais fort résistant. Sauf pour les voies à l'approche de l'exploitation où on assiste déjà à la rupture, on peut supposer, sans trop de faute, un comportement élastique.

L'étude des déplacements des parois entourant les voies, poursuivi pendant plusieurs mois, nous a permis de déceler deux tendances selon que la voie se trouve dans le schiste ou dans le grès. De ce fait, il s'avère comme indispensable l'utilisation de deux schémas de boulonnage essayant de garder une raideur des boulons en accord avec celle de terrains : nous croyons que les dispositions suivantes pourront être envisagées :

- voie en schiste

Schéma de boulonnage : 9 boulons lisses de 24 mm de diamètre et une longueur de 1,80 m ; leur déformation sera fonction de celle des terrains. Les rangées pourront être espacées de 0,80 m.

- voie en grès

Schéma de boulonnage : 9 boulons (7 ?) nervurés de 20 mm de diamètre et une longueur de 1,50 m. Les rangées pourront être espacées de 1,00 m.

L'étude des voies nous a permis de dégager un comportement linéaire des déplacements pour la période d'observation considérée ; en effet, on ne fait intervenir ni le début du creusement ni celui de l'exploitation. Ces comportements, d'après l'état dans lequel les voies se trouvaient : après creusement, pendant l'exploitation et après l'exploitation, nous ont montré :

- Des plus forts déplacements pour les voies en exploitation, de l'ordre de 275 mm/an soit 15,30 % de la longueur des boulons utilisés.

Quand ces voies d'exploitation ne traversent que des grès et des schistes très résistants et à rupture fragile, celles-ci sont, pour cet ordre de grandeur des déplacements, sollicitées au-delà de leur résistance mécanique, donc, elles se fracturent en blocs de taille très variable.

- Des déplacements plus réduits pour les voies après l'exploitation, ce qui peut être interprété comme la tendance à une certaine stabilisation (42 mm/an).

- Pour les voies après creusement et avant exploitation, nous avons trouvé des déplacements de l'ordre de 59 mm/an, soit 3,27 % de la longueur des boulons utilisés.

L'analyse des essais de traction sur les boulons scellés à la résine, montrant qu'un pourcentage non négligeable ne tiennent suffisamment, a illustré que dans ce domaine les conditions exigées ne sont pas toujours respectées ; nous insistons tout particulièrement pour garder :

- un espace annulaire entre 6 et 8 mm
- une longueur du trou en étroit rapport avec celle du boulon,
- l'utilisation des résines fraîches,
- le serrage de la plaque,
- le nettoyage des trous.

Tout en respectant ces conditions, nous pensons qu'une diminution considérable du nombre d'essais pourrait être envisageable.

Enfin, pour essayer de dégager la tendance de mouvements du massif autour des voies, tout au long de l'exploitation, et d'en déduire le travail des boulons, nous avons conçu un modèle mathématique traité par la méthode des éléments finis. Ce modèle, étudié en élasticité, ne nous a pas donné les résultats escomptés, du fait, sûrement, de la rigidité du massif. Mais les informations qualitatives obtenues nous ont permis de conclure :

- pour la plupart des voies, les boulons ne servent qu'au maintien de la grille et à la lutte contre l'écaillage ;

- le moment de l'exploitation venue, les boulons s'avèrent impuissants et il faut cintrer.

Les principaux problèmes que nous avons trouvés au cours de notre étude ont été liés à la méconnaissance du comportement du massif en place et plus particulièrement en ce qui concerne l'état de contraintes qui y règne.

Perspectives d'avenir

- Faire des mesures de contraintes directes ou indirectes à partir de mesures de convergences qui couvrent le début des travaux ;

- Envisager localement un boulonnage sur une plus grande longueur et mis en place et tensionné avant le début de l'excavation de la zone concernée ;

Tout ceci pour être en mesure d'évaluer le comportement futur des galeries à partir des premières lectures de convergence et de fluage, et adapter, en conséquence, un système de soutènement adéquat : boulons, cintres ou les deux, dès le début des excavations.

ANNEXE N° 1

Glossaire des principaux mots utilisés non définis dans le texte.

ANNEXE N° 1

Pour mieux comprendre la terminologie utilisée, nous rappelons le glossaire suivant proposé par l'AFTES°.

Banc ou strate : épaisseur de terrain possédant une individualité nette et comprise entre deux joints de stratification. Concerne presque exclusivement les roches sédimentaires.

Dalle : partie de banc délimitée par des fissures ou des diaclases (par analogie, peut s'appliquer aux roches métamorphiques et éruptives).

Décrochement : désigne la composante horizontale du déplacement relatif des compartiments d'une faille.

Diaclase : discontinuité, sans rejet ni broyage, transversale à la stratification ou à la schistosité. En général, désigne des discontinuités de faible extension.

Direction (galerie en) : caractérise une galerie creusée parallèlement à la famille de discontinuités principales du terrain encaissant.

Epontes : nom donné aux deux surfaces séparant la couche des roches encaissantes .

Espacement : distance perpendiculaire entre deux surfaces d'une même famille de discontinuités.

Faille : surface de discontinuité ou cassure du terrain plus ou moins profonde avec déplacement relatif tangentiel des deux lèvres, appelé rejet, souvent souligné par des stries, avec ou sans interposition d'une zone broyée.

Famille de surfaces de discontinuité : ensemble de discontinuités sensiblement parallèles.

Fissure : discontinuité secondaire indépendante des familles de discontinuités caractéristiques du milieu considéré et se traduisant par une surface de non-adhérence, d'étendue limitée, ne traversant pas le volume considéré.

Fracture : surface de séparation de grande étendue partageant le volume considéré en parties distinctes .

Joint : surface de contact entre deux matériaux différents ou non, en général sans vide ni annulation de la résistance à la traction perpendiculaire.

Maille de fracturation : dimensions du bloc élémentaire découpé par les différentes discontinuités affectant l'encaissant.

Mur : éponte inférieure d'une couche.

Ouverture : distance perpendiculaire entre les parois d'une surface de discontinuité ouverte.

Panneau : partie de terrain comprise entre deux failles.

Rejet : désigne la composante verticale du déplacement des compartiments d'une faille.

Réseau des surfaces de discontinuités : ensemble des familles d'orientations différentes dans le domaine étudié, délimitant les blocs .

Schistosité : division des roches (affectées par le métamorphisme) en feuillets de même nature qui favorise leur séparation suivant des joints très rapprochés.

Stratification : désigne la famille de discontinuités délimitant les bancs rocheux.

Toit : éponte supérieure d'une couche.

Travers-Banc (galerie en) : caractérise une galerie creusée perpendiculaire à la famille de discontinuités principales.

° PERA M.J. - Nomenclature des parties d'ouvrages en tunnels. AFTES. Communication du groupe de travail n° 14. Entretien et réparation des ouvrages souterrains.

A N N E X E N° 2

CONTRAINTES AUTOUR DE LA PERIPHERIE DE LA VOIE

ET JUSQU'A UNE PROFONDEUR DE 2,20 m

(Ces contraintes sont définies au centre de gravité des triangles)

CONTRAINTES ENTRE RANGEES DE BOULONS 1 ET 2

Modalité	Numéro d'élément	σ_x bars	σ_y bars	τ_{xy} bars	σ_z bars	σ_{max} bars	σ_{min} bars	Angle	AK
ADT SB	185	- 21,11	- 189,76	21,90	- 264,78	- 18,31	- 264,78	82,72	3,84
	184	- 114,42	- 210,33	60,15	- 275,61	- 85,45	- 275,61	64,28	8,51
	182	- 167,49	- 200,11	55,00	- 279,68	- 126,48	- 279,68	53,26	10,00
	180	- 199,01	- 189,49	43,91	- 281,67	- 150,10	- 281,67	41,91	10,00
	178	- 218,77	- 180,99	34,86	- 282,74	- 160,24	- 282,74	30,77	10,00
ADT 9 à 1,8	185	- 24,97	- 199,29	20,72	- 265,12	- 22,40	- 265,12	82,73	4,06
	184	- 116,99	- 210,14	60,00	- 275,83	- 87,62	- 275,83	63,91	8,77
	182	- 169,03	- 200,00	55,26	- 279,82	- 127,14	- 279,82	52,83	10,00
	180	- 200,00	- 189,54	44,40	- 281,77	- 150,10	- 281,77	41,64	10,00
	178	- 218,47	- 181,00	35,29	- 282,72	- 159,80	- 282,72	31,03	10,00
TDD1 SB	185	- 21,48	- 186,24	- 13,94	- 264,49	- 20,31	- 264,49	- 85,20	3,96
	184	- 73,84	- 190,94	- 32,66	- 269,90	- 65,35	- 269,91	- 75,43	6,84
	182	- 107,06	- 180,45	- 48,76	- 272,07	- 82,73	- 272,10	- 63,48	8,42
	180	- 128,32	- 169,26	- 59,26	- 273,00	- 86,10	- 273,03	- 54,53	8,77
	178	- 142,21	- 159,42	- 65,90	- 273,42	- 84,26	- 273,42	- 88,72	8,52
TDD2 SB	185	- 15,85	- 54,38	- 24,92	- 251,42	- 3,62	- 251,42	- 63,85	3,38
	184	- 52,02	- 95,29	- 63,70	- 258,75	- 6,38	- 258,75	- 54,38	3,39
	182	- 87,79	- 106,00	- 82,23	- 263,16	- 14,15	- 263,16	- 48,15	3,67
	180	- 115,79	- 106,26	- 91,33	- 265,86	- 19,57	- 265,86	- 43,51	3,89
	178	- 136,46	- 102,85	- 95,55	- 267,50	- 22,64	- 267,50	- 40,01	4,03
TDD3 SB	185	- 13,73	- 2,85	- 25,65	- 246,33	17,93	- 246,33	- 39,00	2,51
	184	- 48,58	- 60,80	- 66,00	- 255,15	11,65	- 255,15	- 47,64	2,67
	182	- 87,67	- 80,22	- 84,77	- 260,71	0,91	- 260,11	- 43,74	3,10
	180	- 119,31	- 85,26	- 94,00	- 264,20	- 6,73	- 264,20	- 39,90	3,33
	178	- 143,06	- 84,77	- 98,45	- 266,41	- 11,25	- 266,41	- 36,75	3,38
TDD1 9 boul.à 1,8	185	- 25,57	- 185,88	- 15,20	- 264,84	- 24,14	- 264,84	- 84,63	4,17
	184	- 67,44	- 190,72	- 32,93	- 270,13	- 67,63	- 270,13	- 75,02	7,00
	182	- 108,91	- 180,34	- 48,55	- 272,24	- 84,35	- 272,24	- 63,17	8,60
	180	- 129,88	- 169,33	- 58,74	- 273,18	- 87,64	- 273,18	- 54,28	8,97
	178	- 141,87	- 159,47	- 65,37	- 273,29	- 84,71	- 273,39	- 48,84	8,57
TDD2 9 boul.à1,8	185	- 19,76	- 53,97	- 26,13	- 251,76	- 5,64	- 251,76	- 61,60	3,46
	184	- 54,50	- 95,04	- 63,94	- 258,96	- 7,70	- 258,96	- 53,80	3,44
	182	- 89,58	- 105,85	- 82,00	- 263,32	- 15,31	- 263,32	- 47,83	3,72
	180	- 117,27	- 106,31	- 90,80	- 266,00	- 20,84	- 266,00	- 43,28	3,96
	178	- 136,12	- 103,00	- 95,00	- 267,47	- 23,05	- 267,47	- 40,00	4,05
TDD3 9 boul.à 1,8	185	- 17,55	- 2,42	- 26,82	- 246,65	17,89	- 246,65	- 37,13	2,51
	184	- 51,03	- 60,55	- 66,28	- 255,35	10,66	- 255,25	- 47,05	2,71
	182	- 89,42	- 80,10	- 84,53	- 260,86	- 0,10	- 260,86	- 43,42	3,13
	180	- 120,72	- 85,43	- 93,55	- 264,34	- 7,87	- 264,34	- 39,66	3,37
	178	- 142,72	- 84,84	- 98,00	- 266,38	- 11,66	- 266,38	- 36,77	3,50

A.D.T. : Avant démarrage de la taille
SB : Sans boulon
T.D.D. : Taille déjà démarrée
T.D.D.1. : Exploitation 1ère tranche
T.D.D.2. : Exploitation 2ème tranche
T.D.D.3. : Exploitation 3ème tranche
9 à 1,80 : 9 boulons nervurés de 1,80 m

CONTRAINTES ENTRE RANGEES DE BOULONS 2 ET 3

Modalité	Numéro d'élément	σ_x bars	σ_y bars	τ_{xy} bars	σ_z bars	σ_{max} bars	σ_{min} bars	Angle	AK
ADT SB	195	- 65,38	- 146,60	- 66,57	- 264,44	- 28,00	- 264,44	- 60,69	4,41
	194	- 127,06	- 160,34	- 80,32	- 271,54	- 61,67	- 271,54	- 50,85	6,49
	193	- 167,43	- 163,38	- 71,32	- 275,59	- 94,05	- 275,59	- 44,19	9,72
	192	- 196,05	- 162,85	- 58,21	- 278,18	- 118,92	- 278,18	- 37,06	10,00
	191	- 216,07	- 161,00	- 46,77	- 279,84	- 134,25	- 279,84	- 29,76	10,00
ADT 9 à 1,8	195	- 69,00	- 145,89	- 65,42	- 264,72	- 31,56	- 264,72	- 60,22	4,58
	194	- 129,30	- 160,83	- 79,03	- 271,80	- 64,47	- 271,80	- 50,64	6,69
	193	- 168,94	- 163,93	- 70,42	- 275,79	- 95,98	- 275,79	- 43,99	10,00
	192	- 197,04	- 163,42	- 57,59	- 278,33	- 120,24	- 278,33	- 36,86	10,00
	191	- 216,00	- 161,27	- 46,67	- 279,86	- 134,53	- 279,86	- 29,81	10,00
TDD1 SB	195	- 94,68	- 260,88	- 117,35	- 278,08	- 33,98	- 321,57	- 62,65	3,63
	194	- 140,77	- 212,82	- 115,50	- 277,82	- 55,80	- 297,79	- 53,66	5,10
	193	- 155,30	- 186,63	- 104,73	- 276,64	- 65,08	- 276,86	- 49,25	6,52
	192	- 159,20	- 171,51	- 95,37	- 275,51	- 69,79	- 275,51	- 46,85	6,94
	191	- 158,75	- 162,07	- 88,83	- 274,50	- 71,56	- 274,50	- 45,54	7,14
TDD2 SB	195	- 104,88	- 215,35	- 117,11	- 274,73	- 30,64	- 289,59	- 57,62	4,03
	194	- 168,73	- 158,97	- 138,27	- 275,36	- 25,50	- 302,20	- 43,99	3,56
	193	- 187,66	- 127,48	- 135,20	- 274,10	- 19,06	- 296,08	- 38,73	3,38
	192	- 190,90	- 110,31	- 128,35	- 272,70	- 16,07	- 285,14	- 36,29	3,41
	191	- 188,51	- 100,34	- 132,16	- 271,46	- 14,55	- 274,29	- 35,08	3,51
TDD3 SB	195	- 104,45	- 184,95	- 110,70	- 271,80	- 26,91	- 271,80	- 55,00	4,20
	194	- 175,46	- 133,26	- 142,32	- 273,56	- 10,48	- 298,23	- 40,78	3,04
	193	- 197,98	- 104,13	- 142,76	- 272,86	- 0,78	- 301,33	- 35,90	2,73
	192	- 202,79	- 88,82	- 136,76	- 271,79	2,35	- 293,96	- 33,69	2,71
	191	- 201,00	- 80,35	- 130,40	- 270,74	3,01	- 284,31	- 32,59	2,77
TDD1 9 boul.à 1,8	195	- 98,40	- 260,20	- 116,27	- 278,35	- 37,65	- 320,94	- 62,41	3,76
	194	- 143,26	- 213,22	- 114,20	- 278,10	- 58,80	- 297,68	- 53,51	5,30
	193	- 157,25	- 187,17	- 103,68	- 276,88	- 67,46	- 276,96	- 49,11	6,69
	192	- 160,76	- 172,23	- 94,47	- 275,72	- 71,85	- 275,72	- 46,74	7,10
	191	- 158,60	- 162,23	- 88,68	- 274,52	- 71,83	- 274,52	- 45,62	7,16
TDD2 9 boul.à1,8	195	- 108,60	- 214,55	- 116,00	- 275,01	- 34,05	- 289,10	- 57,27	4,18
	194	- 171,21	- 159,30	- 136,93	- 275,63	- 28,19	- 302,32	- 43,76	3,69
	193	- 189,52	- 128,01	- 134,11	- 274,34	- 21,21	- 296,42	- 38,53	3,46
	192	- 192,49	- 111,07	- 127,39	- 272,93	- 18,04	- 285,52	- 36,14	3,49
	191	- 188,29	- 100,75	- 122,00	- 271,48	- 14,90	- 274,13	- 35,13	3,53
TDD3 9 boul.à 1,8	195	- 108,17	- 184,12	- 109,58	- 272,07	- 30,17	- 272,07	- 54,56	4,35
	194	- 177,92	- 133,58	- 140,98	- 273,83	- 13,04	- 298,46	- 40,53	3,12
	193	- 179,91	- 104,67	- 141,66	- 273,10	- 2,84	- 301,74	- 35,71	2,78
	192	- 204,26	- 89,58	- 135,80	- 272,01	0,46	- 294,39	- 33,55	2,76
	191	- 200,71	- 80,76	- 130,24	- 270,76	2,65	- 284,12	- 32,64	2,79

CONTRAINTES ENTRE RANGEES DE BOULONS 3 ET 4

Modalité	Numéro d'élément	σ_x bars	σ_y bars	τ_{xy} bars	σ_z bars	σ_{max} bars	σ_{min} bars	Angle	AK
ADT SB	196	- 157,72	- 166,29	- 142,33	- 275,80	- 24,67	- 309,33	- 44,86	3,42
	197	- 236,70	- 133,56	- 115,58	- 279,13	- 58,57	- 311,69	- 32,98	4,89
	198	- 262,24	- 125,51	- 90,56	- 280,66	- 80,41	- 307,34	- 26,48	6,40
	199	- 273,90	- 124,81	- 91,87	- 281,58	- 95,80	- 303,00	- 21,98	7,94
	200	- 280,51	- 125,99	- 58,49	- 282,20	- 106,35	- 300,15	- 18,56	9,41
ADT 9 à 1,8	196	- 168,47	- 167,68	- 149,73	- 276,01	- 28,34	- 307,81	- 44,90	3,60
	197	- 238,14	- 134,32	- 114,33	- 279,34	- 60,67	- 311,79	- 32,79	5,01
	198	- 263,50	- 126,01	- 89,85	- 280,83	- 81,62	- 307,89	- 26,29	6,46
	199	- 275,00	- 125,15	- 71,45	- 281,72	- 96,55	- 303,60	- 21,82	7,98
	200	- 280,82	- 125,95	- 58,63	- 282,23	- 106,26	- 300,51	- 18,57	9,38
TDD1 SB	196	- 201,66	- 258,09	- 195,16	- 287,75	- 32,69	- 427,06	- 49,11	2,45
	197	- 204,01	- 199,15	- 131,84	- 282,25	- 69,71	- 333,44	- 44,47	4,96
	198	- 193,44	- 177,17	- 102,72	- 279,04	- 82,26	- 288,34	- 42,74	7,40
	199	- 182,11	- 166,40	- 87,00	- 276,81	- 86,91	- 276,81	- 42,42	8,61
	200	- 172,06	- 160,38	- 77,61	- 275,17	- 88,39	- 275,17	- 42,85	8,92
TDD2 SB	196	- 239,18	- 265,29	- 233,10	- 292,00	- 28,76	- 475,71	- 46,67	2,07
	197	- 253,56	- 173,74	- 153,31	- 284,55	- 55,24	- 372,07	- 37,70	3,57
	198	- 238,73	- 138,67	- 122,37	- 279,68	- 56,49	- 320,91	- 33,88	4,54
	199	- 220,60	- 121,28	- 107,28	- 276,18	- 52,73	- 289,16	- 32,58	5,16
	200	- 204,28	- 111,40	- 99,28	- 273,58	- 48,24	- 273,58	- 32,46	5,34
TDD3 SB	196	- 246,56	- 255,87	- 225,22	- 291,81	- 25,94	- 476,49	- 45,59	2,03
	197	- 272,83	- 157,05	- 157,95	- 284,79	- 46,72	- 383,16	- 34,94	3,19
	198	- 260,36	- 119,74	- 136,75	- 279,94	- 45,11	- 335,00	- 30,49	3,79
	199	- 241,72	- 102,00	- 111,16	- 276,36	- 40,57	- 303,14	- 28,93	4,18
	200	- 224,07	- 92,41	- 102,72	- 273,65	- 36,23	- 280,24	- 28,67	4,46
TDD1 9 boul.à 1,8	196	- 239,81	- 266,76	- 220,46	- 292,20	- 32,41	- 474,16	- 46,75	2,14
	197	- 254,81	- 174,57	- 151,88	- 284,74	- 57,60	- 371,78	- 37,60	3,65
	198	- 240,10	- 139,34	- 121,36	- 279,87	- 58,32	- 321,12	- 33,73	4,63
	199	- 222,20	- 121,87	- 106,49	- 276,39	- 54,32	- 289,75	- 32,39	5,25
	200	- 204,70	- 111,32	- 99,52	- 273,61	- 48,08	- 273,61	- 32,43	5,32
TDD2 9 boul.à1,8	196	- 202,37	- 259,62	- 192,61	- 287,86	- 36,27	- 425,72	- 49,23	2,54
	197	- 205,27	- 200,00	- 130,53	- 282,45	- 72,07	- 333,18	- 44,42	5,11
	198	- 194,76	- 177,80	- 101,82	- 279,22	- 84,10	- 288,45	- 42,62	7,57
	199	- 183,57	- 166,88	- 86,30	- 277,00	- 88,52	- 277,00	- 42,24	8,80
	200	- 172,40	- 160,24	- 77,83	- 275,19	- 88,25	- 275,19	- 42,77	8,90
TDD3 9 boul.à 1,8	196	- 247,17	- 257,32	- 232,55	- 292,00	- 29,63	- 474,86	- 45,65	2,09
	197	- 274,09	- 157,87	- 156,49	- 285,00	- 49,05	- 382,91	- 34,81	3,25
	198	- 261,73	- 103,42	- 125,72	- 280,13	- 46,87	- 335,28	- 30,33	3,85
	199	- 243,32	- 102,60	- 110,37	- 276,55	- 42,08	- 303,85	- 28,74	4,23
	200	- 224,50	- 92,35	- 102,97	- 273,69	- 36,08	- 280,77	- 28,66	4,44

CONTRAINTES ENTRE RANGEES DE BOULONS 4 ET 5

Modalité	Numéro d'élément	σ_x bars	σ_y bars	τ_{xy} bars	σ_z bars	σ_{max} bars	σ_{min} bars	Angle	AK
ADT SB	205	- 438,90	- 120,80	- 168,95	- 296,99	- 47,81	- 511,88	- 23,36	2,18
	207	- 391,81	- 111,08	- 81,76	- 291,41	- 89,01	- 413,88	- 15,11	4,09
	209	- 369,73	- 114,07	- 46,37	- 289,42	- 105,91	- 377,88	- 9,97	5,55
	212	- 353,42	- 119,00	- 29,17	- 288,16	- 115,43	- 356,99	- 6,99	6,94
	216	- 341,06	- 123,46	- 20,13	- 287,24	- 121,61	- 342,91	- 5,24	8,25
ADT 9 à 1,8	205	- 438,39	- 123,25	- 167,83	- 297,17	- 50,61	- 511,03	- 23,40	2,23
	207	- 392,36	- 112,69	- 80,61	- 291,62	- 91,12	- 413,88	- 14,98	4,17
	209	- 370,08	- 114,94	- 45,75	- 289,54	- 106,98	- 378,04	- 9,86	5,60
	212	- 341,20	- 123,32	- 20,12	- 287,24	- 121,48	- 343,05	- 5,23	8,23
	216	- 353,77	- 119,48	- 28,77	- 288,24	- 161,00	- 357,25	- 6,90	6,97
TDD1 SB	205	- 355,58	- 144,40	- 171,26	- 291,41	- 48,71	- 451,27	- 29,18	2,60
	207	- 256,22	- 157,55	- 112,76	- 282,94	- 83,80	- 329,96	- 33,18	5,81
	209	- 216,81	- 159,00	- 85,60	- 279,16	- 95,55	- 279,16	- 37,07	9,96
	212	- 193,83	- 158,95	- 69,91	- 276,79	- 104,23	- 276,79	- 38,00	10,00
	216	- 177,86	- 158,92	- 59,36	- 275,10	- 108,28	- 275,10	- 40,47	10,00
TDD2 SB	205	- 451,87	- 169,56	- 214,30	- 302,85	- 54,10	- 567,33	- 28,31	1,98
	207	- 296,21	- 164,83	- 134,34	- 287,44	- 80,97	- 380,06	- 31,97	4,42
	209	- 233,43	- 152,34	- 107,67	- 280,11	- 77,83	- 307,93	- 24,68	6,20
	212	- 197,72	- 141,11	- 96,07	- 275,47	- 69,27	- 275,47	- 36,79	6,90
	216	- 174,19	- 132,27	- 89,75	- 272,22	- 61,07	- 272,22	- 38,43	6,42
TDD3 SB	205	- 494,80	- 174,37	- 227,46	- 307,39	- 56,36	- 612,81	- 27,42	1,81
	207	- 328,19	- 160,90	- 135,19	- 290,10	- 85,57	- 403,52	- 29,13	4,15
	209	- 259,12	- 144,54	- 106,04	- 281,81	- 81,20	- 322,25	- 30,81	5,91
	212	- 218,88	- 130,88	- 94,20	- 276,51	- 70,91	- 278,86	- 32,48	6,88
	216	- 192,12	- 120,21	- 88,14	- 272,79	- 61,04	- 272,79	- 33,92	6,40
TDD1 9 boul.à 1,8	205	- 354,91	- 146,43	- 170,25	- 291,44	- 51,04	- 450,30	- 29,26	2,65
	207	- 256,60	- 158,83	- 111,88	- 283,10	- 85,62	- 329,81	- 23,20	5,92
	209	- 217,06	- 159,76	- 85,16	- 279,26	- 98,56	- 279,26	- 35,70	10,00
	212	- 194,16	- 159,42	- 69,55	- 276,87	- 105,10	- 276,87	- 37,99	10,00
	216	- 178,01	- 158,76	- 59,36	- 275,10	- 108,25	- 275,10	- 40,40	10,00
TDD2 9 boul.à1,8	205	- 451,09	- 171,55	- 213,23	- 302,97	- 56,36	- 566,28	- 28,38	2,02
	207	- 296,44	- 166,28	- 133,42	- 287,59	- 82,91	- 379,80	- 32,00	4,52
	209	- 233,66	- 153,48	- 107,03	- 280,24	- 79,28	- 307,86	- 24,73	6,30
	212	- 198,27	- 142,10	- 95,37	- 275,62	- 70,76	- 275,62	- 36,80	7,02
	216	- 174,50	- 132,11	- 89,65	- 272,24	- 61,18	- 272,24	- 38,35	6,43
TDD3 9 boul.à 1,8	205	- 493,98	- 176,39	- 226,39	- 307,50	- 58,66	- 611,71	- 27,48	1,84
	207	- 328,39	- 162,42	- 134,22	- 290,26	- 87,60	- 403,21	- 29,14	4,24
	209	- 259,36	- 145,78	- 105,34	- 281,95	- 82,90	- 322,24	- 20,84	6,01
	212	- 219,49	- 131,99	- 93,44	- 276,67	- 72,57	- 298,91	- 32,45	7,01
	216	- 192,47	- 120,16	- 88,02	- 272,81	- 61,16	- 272,81	- 33,83	6,40

CONTRAINTES ENTRE RANGEES DE BOULONS 5 ET 6

Modalité	Numéro d'élément	σ_x bars	σ_y bars	τ_{xy} bars	σ_z bars	σ_{max} bars	σ_{min} bars	Angle	AK
ADT SB	210	- 580,26	- 60,32	- 77,69	- 304,58	- 48,96	- 591,02	- 8,32	1,81
	215	- 459,85	- 114,17	- 24,97	- 298,05	- 112,28	- 461,65	- 4,11	4,01
	219	- 398,69	- 131,14	- 9,97	- 293,65	- 130,76	- 399,06	- 2,13	6,32
	223	- 365,45	- 137,13	- 4,78	- 290,86	- 135,03	- 365,55	- 1,20	8,29
	224	- 345,43	- 139,31	- 3,18	- 288,98	- 139,26	- 345,48	- 0,88	9,74
ADT 9 à 1,8	210	- 579,47	- 64,30	- 77,58	- 304,88	- 52,87	- 590,90	- 8,38	1,86
	215	- 459,76	- 115,79	- 24,31	- 298,20	- 114,08	- 461,47	- 4,02	4,06
	219	- 398,69	- 131,65	- 9,73	- 293,70	- 131,30	- 399,04	- 2,08	6,36
	223	- 365,55	- 137,34	- 4,61	- 290,89	- 137,25	- 365,04	- 1,16	8,30
	224	- 345,51	- 139,12	- 3,13	- 288,97	- 139,08	- 345,56	- 0,87	9,72
TDD1 SB	210	- 347,11	- 56,90	- 74,20	- 282,10	- 39,03	- 364,98	- 13,54	3,21
	215	- 275,73	- 109,77	- 75,27	- 280,14	- 80,72	- 304,78	- 21,10	6,52
	219	- 233,75	- 130,56	- 66,21	- 277,93	- 98,21	- 277,93	- 26,04	10,00
	223	- 209,40	- 140,53	- 56,76	- 276,36	- 108,58	- 276,36	- 29,38	10,00
	224	- 194,82	- 145,74	- 48,48	- 275,28	- 115,95	- 275,28	- 31,58	10,00
TDD2 SB	210	- 410,68	- 67,91	- 102,89	- 289,19	- 39,40	- 439,19	- 15,49	2,50
	215	- 283,02	- 115,80	- 121,40	- 281,41	- 52,01	- 346,81	- 27,72	3,85
	219	- 220,91	- 122,94	- 118,38	- 295,99	- 43,81	- 300,04	- 33,76	4,39
	223	- 187,83	- 121,29	- 111,78	- 272,48	- 37,94	- 272,48	- 36,71	4,73
	224	- 168,58	- 117,71	- 105,26	- 270,12	- 34,86	- 270,12	- 38,21	4,63
TDD3 SB	210	- 469,14	- 71,82	- 111,79	- 295,11	- 42,52	- 498,43	- 14,68	2,17
	215	- 314,11	- 118,57	- 125,84	- 284,63	- 56,98	- 375,70	- 26,08	3,57
	219	- 241,26	- 120,70	- 122,74	- 277,71	- 44,24	- 317,72	- 21,92	4,06
	223	- 203,25	- 114,49	- 116,44	- 273,30	- 34,26	- 283,48	- 34,57	4,30
	224	- 181,31	- 107,34	- 110,08	- 270,35	- 28,20	- 270,35	- 35,71	4,30
TDD1 9 boul.à 1,8	210	- 346,14	- 60,46	- 73,98	- 282,35	- 42,44	- 364,16	- 13,69	3,31
	215	- 275,64	- 111,19	- 74,58	- 280,27	- 82,40	- 304,43	- 21,10	6,66
	219	- 233,79	- 130,96	- 66,01	- 277,97	- 98,71	- 277,97	- 26,04	10,00
	223	- 209,50	- 140,56	- 56,71	- 276,37	- 108,66	- 276,37	- 29,35	10,00
	224	- 194,90	- 145,61	- 48,52	- 275,27	- 115,84	- 275,27	- 31,54	10,00
TDD2 9 boul.à1,8	210	- 409,64	- 71,53	- 102,65	- 289,43	- 42,80	- 438,36	- 15,63	2,59
	215	- 282,79	- 117,39	- 120,79	- 281,54	- 53,70	- 336,48	- 27,80	3,92
	219	- 220,84	- 123,87	- 118,23	- 276,07	- 44,57	- 300,14	- 33,85	4,43
	223	- 187,99	- 122,07	- 111,54	- 272,58	- 38,72	- 272,58	- 36,77	4,77
	224	- 168,69	- 117,53	- 105,15	- 270,12	- 34,89	- 270,12	- 38,16	4,63
TDD3 9 boul.à 1,8	210	- 468,08	- 75,51	- 111,55	- 295,36	- 46,02	- 497,56	- 14,80	2,23
	215	- 313,85	- 120,22	- 125,24	- 284,76	- 58,73	- 375,33	- 26,15	3,63
	219	- 241,16	- 121,78	- 122,58	- 277,80	- 45,13	- 317,81	- 32,02	4,09
	223	- 203,44	- 115,51	- 116,14	- 273,42	- 35,29	- 283,66	- 34,63	4,34
	224	- 181,44	- 107,16	- 109,94	- 270,34	- 28,26	- 270,34	- 35,67	4,30

CONTRAINTES ENTRE RANGEES DE BOULONS 6 ET 7

Modalité	Numéro d'élément	σ_x bars	σ_y bars	τ_{xy} bars	σ_z bars	σ_{max} bars	σ_{min} bars	Angle	AK
ADT SB	288	- 550,77	- 82,70	99,42	- 303,91	- 62,46	- 571,01	11,51	2,06
	294	- 448,68	- 117,33	39,20	- 297,31	- 112,75	- 453,26	6,66	4,16
	299	- 395,16	- 129,69	17,45	- 293,21	- 128,55	- 396,30	3,74	6,28
	304	- 364,46	- 135,19	8,48	- 290,62	- 134,88	- 364,76	2,12	8,16
	308	- 346,02	- 137,70	4,12	- 288,92	- 137,62	- 346,10	1,13	9,52
ADT 9 à 1,8	288	- 549,67	- 85,43	98,05	- 304,07	- 65,57	- 569,53	11,45	2,10
	294	- 448,64	- 118,42	39,23	- 297,47	- 113,83	- 453,24	6,68	4,19
	299	- 395,23	- 130,15	17,52	- 293,26	- 129,00	- 396,38	3,76	6,30
	304	- 364,57	- 135,40	8,55	- 290,65	- 135,08	- 354,89	2,13	8,17
	308	- 346,10	- 137,70	4,19	- 288,93	- 137,61	- 346,18	1,15	9,51
TDD1 SB	288	- 255,71	- 45,16	31,03	- 272,31	- 40,69	- 272,31	8,21	4,89
	294	- 247,21	- 73,95	- 6,34	- 271,05	- 73,72	- 274,05	- 2,09	7,35
	299	- 232,24	- 95,77	- 19,54	- 274,51	- 93,03	- 274,51	- 7,99	9,65
	304	- 219,09	- 111,38	- 23,08	- 274,54	- 106,64	- 274,54	- 11,60	10,00
	308	- 209,10	- 122,29	- 22,79	- 274,45	- 116,67	- 274,45	- 13,85	10,00
TDD2 SB	288	- 212,65	- 29,80	- 8,79	- 266,77	- 29,38	- 266,77	- 2,75	4,43
	294	- 223,13	- 38,33	- 72,28	- 268,38	- 13,42	- 268,38	- 19,02	3,55
	299	- 210,54	- 53,62	- 90,43	- 268,44	- 12,36	- 268,44	- 24,53	3,50
	304	- 194,80	- 66,38	- 94,47	- 267,96	- 16,36	- 267,96	- 27,90	3,69
	308	- 180,70	- 75,72	- 94,20	- 267,32	- 20,38	- 267,32	- 30,44	3,91
TDD3 SB	288	- 249,67	- 31,11	- 9,45	- 270,41	- 30,70	- 270,41	- 2,47	4,41
	294	- 248,67	- 32,62	- 85,24	- 270,26	- 3,04	- 278,25	- 19,14	3,03
	299	- 230,38	- 42,95	- 105,58	- 269,31	4,51	- 277,84	- 24,20	2,77
	304	- 211,34	- 52,08	- 109,54	- 268,18	3,71	- 268,18	- 26,99	2,90
	308	- 195,25	- 58,57	- 108,88	- 267,08	1,63	- 267,08	- 28,94	3,00
TDD1 9 boul.à 1,8	288	- 254,54	- 47,70	29,58	- 272,44	- 43,55	- 272,44	7,98	5,06
	294	- 247,11	- 75,31	- 6,39	- 274,17	- 75,07	- 274,17	- 2,13	7,47
	299	- 232,31	- 96,35	- 19,42	- 274,57	- 93,63	- 274,57	- 7,97	9,74
	304	- 219,21	- 111,52	- 22,96	- 274,57	- 106,83	- 274,57	- 11,55	10,00
	308	- 209,19	- 122,27	- 22,72	- 274,45	- 116,69	- 274,45	- 13,80	10,00
TDD2 9 boul.à1,8	288	- 211,31	- 32,45	- 10,45	- 266,89	- 31,85	- 266,89	- 3,33	4,55
	294	- 222,97	- 39,99	- 72,52	- 268,52	- 14,73	- 268,52	- 19,20	3,61
	299	- 210,61	- 54,59	- 90,47	- 268,54	- 13,14	- 268,54	- 24,61	3,53
	304	- 194,98	- 67,03	- 94,39	- 268,04	- 16,98	- 268,04	- 27,94	3,72
	308	- 180,84	- 75,69	- 94,03	- 267,34	- 20,53	- 267,34	- 30,40	3,92
TDD3 9 boul.à 1,8	288	- 248,29	- 33,84	- 11,16	- 270,53	- 33,26	- 270,53	- 2,97	4,53
	294	- 248,50	- 34,35	- 85,53	- 270,41	- 4,38	- 278,47	- 19,31	3,07
	299	- 230,44	- 44,06	- 105,69	- 269,42	3,66	- 278,16	- 24,30	2,80
	304	- 211,54	- 52,97	- 109,49	- 268,28	2,92	- 268,28	- 27,04	2,94
	308	- 195,41	- 58,55	- 108,67	- 267,09	1,44	- 267,09	- 28,90	3,01

CONTRAINTES ENTRE RANGEES DE BOULONS 7 ET 8

Modalité	Numéro d'élément	σ_x bars	σ_y bars	τ_{xy} bars	σ_z bars	σ_{max} bars	σ_{min} bars	Angle	AK
ADT SB	289	- 211,26	- 167,65	157,50	- 280,03	- 30,45	- 348,46	41,06	3,13
	295	- 263,26	- 130,44	115,84	- 281,30	- 63,33	- 330,38	30,09	4,67
	300	- 280,78	- 121,66	87,77	- 282,00	- 82,76	- 319,68	23,90	6,09
	305	- 287,51	- 120,90	68,28	- 282,43	- 96,49	- 311,92	19,67	7,50
	309	- 290,61	- 122,21	54,74	- 282,72	- 105,98	- 306,84	16,51	8,89
ADT 9 à 1,8	289	- 211,62	- 168,82	154,87	- 280,17	- 33,87	- 346,56	41,07	3,27
	295	- 264,57	- 131,40	114,65	- 281,51	- 65,40	- 330,57	29,93	4,78
	300	- 281,97	- 122,33	87,03	- 282,17	- 84,06	- 320,24	23,74	6,16
	305	- 288,60	- 121,34	67,80	- 282,58	- 97,31	- 312,63	19,52	7,54
	309	- 290,91	- 122,25	54,87	- 282,75	- 105,97	- 307,19	16,52	8,87
TDD1 SB	289	- 90,49	- 95,64	68,97	- 261,71	- 24,04	- 261,71	46,07	4,23
	295	- 120,51	- 104,46	58,34	- 265,27	- 53,59	- 265,27	41,08	6,06
	300	- 138,48	- 113,38	46,37	- 267,69	- 77,89	- 267,69	37,43	8,14
	305	- 150,41	- 121,23	36,15	- 269,44	- 96,84	- 269,44	34,01	10,00
	309	- 159,12	- 127,20	28,25	- 270,70	- 110,71	- 270,70	30,27	10,00
TDD2 SB	289	7,09	14,88	- 22,11	- 241,94	33,44	- 241,94	- 40,01	2,08
	295	- 53,83	- 15,80	2,15	- 250,51	- 15,68	- 250,51	3,23	3,97
	300	- 86,08	- 35,70	- 0,65	- 255,33	- 35,69	- 255,33	- 0,74	5,06
	305	- 104,26	- 51,04	- 8,99	- 258,40	- 49,57	- 258,40	- 9,32	5,88
	309	- 115,60	- 62,46	- 17,40	- 260,42	- 57,27	- 260,42	- 16,61	6,62
TDD3 SB	289	20,99	46,53	- 40,75	- 237,62	76,46	- 237,62	- 36,30	0,99
	295	- 57,35	18,14	- 8,29	- 247,62	19,04	- 247,62	- 6,20	2,46
	300	- 95,61	- 1,71	- 9,80	- 253,01	- 0,70	- 253,01	- 5,89	3,25
	305	- 115,98	- 17,47	- 18,50	- 256,31	- 14,12	- 256,31	- 10,29	3,28
	309	- 127,88	- 29,24	- 27,68	- 258,43	- 22,00	- 258,43	- 14,65	4,18
TDD1 9 boul.à 1,8	289	- 90,78	- 96,93	66,15	- 261,86	- 27,63	- 261,86	46,33	4,45
	295	- 121,95	- 105,59	56,92	- 265,51	- 56,26	- 265,51	40,91	6,30
	300	- 139,90	- 114,23	45,41	- 267,91	- 79,88	- 267,91	37,11	8,36
	305	- 151,84	- 121,82	35,47	- 269,63	- 98,31	- 269,63	33,53	10,00
	309	- 159,50	- 127,22	28,42	- 270,74	- 110,68	- 270,74	30,20	10,00
TDD2 9 boul.à1,8	289	6,91	13,51	- 25,26	- 242,09	37,68	- 242,09	- 41,28	1,97
	295	- 55,42	- 17,08	0,47	- 250,78	- 17,08	- 250,78	0,70	4,04
	300	- 87,70	- 36,69	- 1,77	- 255,58	- 36,63	- 255,58	- 1,98	5,11
	305	- 105,99	- 51,74	- 9,75	- 258,62	- 50,04	- 258,62	- 9,89	6,01
	309	- 116,06	- 62,52	- 17,21	- 260,47	- 57,47	- 260,47	- 16,27	6,64
TDD3 9 boul.à 1,8	289	20,83	45,15	- 43,98	- 237,76	78,61	- 237,76	- 37,27	0,97
	295	- 59,00	16,83	- 10,05	- 247,90	18,14	- 247,90	- 7,42	2,49
	300	- 97,29	- 2,73	- 10,96	- 253,27	- 1,48	- 253,27	- 6,53	3,27
	305	- 117,64	- 18,20	- 19,27	- 256,54	- 14,60	- 256,54	- 10,59	3,80
	309	- 128,37	- 29,31	- 27,49	- 258,48	- 22,20	- 258,48	- 14,51	4,19

CONTRAINTES ENTRE RANGEES DE BOULONS 8 ET 9

Modalité	Numéro d'élément	σ_x bars	σ_y bars	τ_{xy} bars	σ_z bars	σ_{max} bars	σ_{min} bars	Angle	AK
ADT SB	285	- 54,12	- 156,63	70,70	- 264,34	- 18,05	- 264,34	62,97	3,84
	287	- 126,29	- 163,04	88,11	- 271,74	- 54,72	- 271,74	50,87	5,90
	293	- 168,44	- 163,65	76,14	- 275,72	- 89,87	- 275,72	44,10	9,08
	369	- 196,30	- 162,22	61,61	- 278,16	- 115,34	- 278,16	37,27	10,00
	370	- 214,91	- 160,10	49,74	- 279,66	- 130,72	- 279,66	30,57	10,00
ADT 9 à 1,8	285	- 58,30	- 157,40	67,46	- 264,81	- 24,15	- 264,81	63,15	4,17
	287	- 130,23	- 163,53	86,51	- 272,15	- 58,79	- 272,13	50,45	6,25
	293	- 171,13	- 163,90	75,28	- 276,00	- 92,15	- 276,00	43,63	9,39
	369	- 198,37	- 162,35	61,30	- 278,27	- 116,47	- 278,37	36,81	10,00
	370	- 215,12	- 160,03	50,03	- 279,67	- 130,46	- 279,67	30,58	10,00
TDD1 SB	285	- 31,27	- 131,77	41,11	- 259,81	- 16,60	- 259,81	70,36	3,85
	287	- 60,56	- 154,71	34,79	- 264,70	- 49,10	- 264,70	71,77	5,70
	21	- 86,00	- 166,41	20,73	- 268,15	- 80,97	- 268,15	76,36	8,47
	369	- 107,84	- 170,83	9,45	- 270,57	- 106,45	- 270,57	81,64	10,00
	370	- 124,93	- 172,09	2,39	- 272,25	- 124,81	- 272,25	87,11	10,00
TDD2 SB	285	5,46	4,63	- 21,04	- 243,36	26,09	- 243,26	- 45,57	2,27
	287	- 1,67	- 62,81	- 20,08	- 250,37	4,24	- 250,37	- 73,35	3,06
	293	- 27,27	- 95,59	- 28,23	- 257,84	- 17,11	- 255,84	- 70,22	3,95
	369	- 52,46	- 111,33	- 27,21	- 259,66	- 34,45	- 259,66	- 64,17	4,87
	370	- 72,65	- 119,52	- 43,40	- 262,29	- 46,76	- 262,29	- 59,19	5,60
TDD3 SB	285	16,11	61,05	- 41,56	- 236,99	85,82	- 236,99	- 30,80	0,89
	287	7,89	- 21,44	- 31,15	- 245,53	27,65	- 245,53	- 57,60	2,21
	293	- 22,09	- 60,30	- 36,05	- 252,00	- 0,40	- 252,00	- 58,96	3,25
	369	- 50,67	- 79,00	- 44,68	- 256,42	- 17,96	- 256,42	- 53,80	3,98
	370	- 73,14	- 88,74	- 51,53	- 259,41	- 28,82	- 259,41	- 49,30	4,57
TDD1 9 boul.à 1,8	285	- 35,49	- 132,55	37,76	- 260,28	- 22,53	- 260,28	71,06	4,17
	287	- 64,69	- 155,24	22,96	- 265,14	- 53,96	- 265,14	71,97	6,10
	293	- 89,12	- 166,72	19,62	- 268,48	- 84,44	- 268,48	76,59	8,89
	369	- 110,50	- 171,02	8,99	- 270,84	- 109,19	- 270,44	81,73	10,00
	370	- 125,20	- 172,01	2,74	- 272,26	- 125,04	- 272,26	86,66	10,00
TDD2 9 boul.à1,8	285	1,44	3,97	- 24,41	- 243,81	27,15	- 243,81	- 43,51	2,24
	287	- 5,96	- 63,37	- 22,10	- 250,83	1,57	- 250,83	- 71,20	3,19
	293	- 30,62	- 95,95	- 29,49	- 256,20	- 19,28	- 256,20	- 68,96	4,06
	369	- 55,36	- 111,57	- 37,74	- 259,96	- 36,40	- 259,96	- 63,34	4,97
	370	- 72,93	- 119,46	- 43,02	- 262,31	- 47,28	- 262,31	- 59,20	5,64
TDD3 9 boul.à 1,8	285	12,18	60,46	- 44,91	- 237,42	87,31	- 237,42	- 30,87	0,88
	287	3,59	- 21,98	- 33,19	- 245,99	26,38	- 245,99	- 55,53	2,24
	293	- 25,44	- 60,67	- 27,30	- 252,35	- 1,80	- 252,35	- 57,64	3,30
	369	- 53,50	- 79,25	- 45,20	- 256,71	- 19,38	- 256,71	- 52,95	4,06
	370	- 73,42	- 88,69	- 51,16	- 259,43	- 29,33	- 259,43	- 49,24	4,59

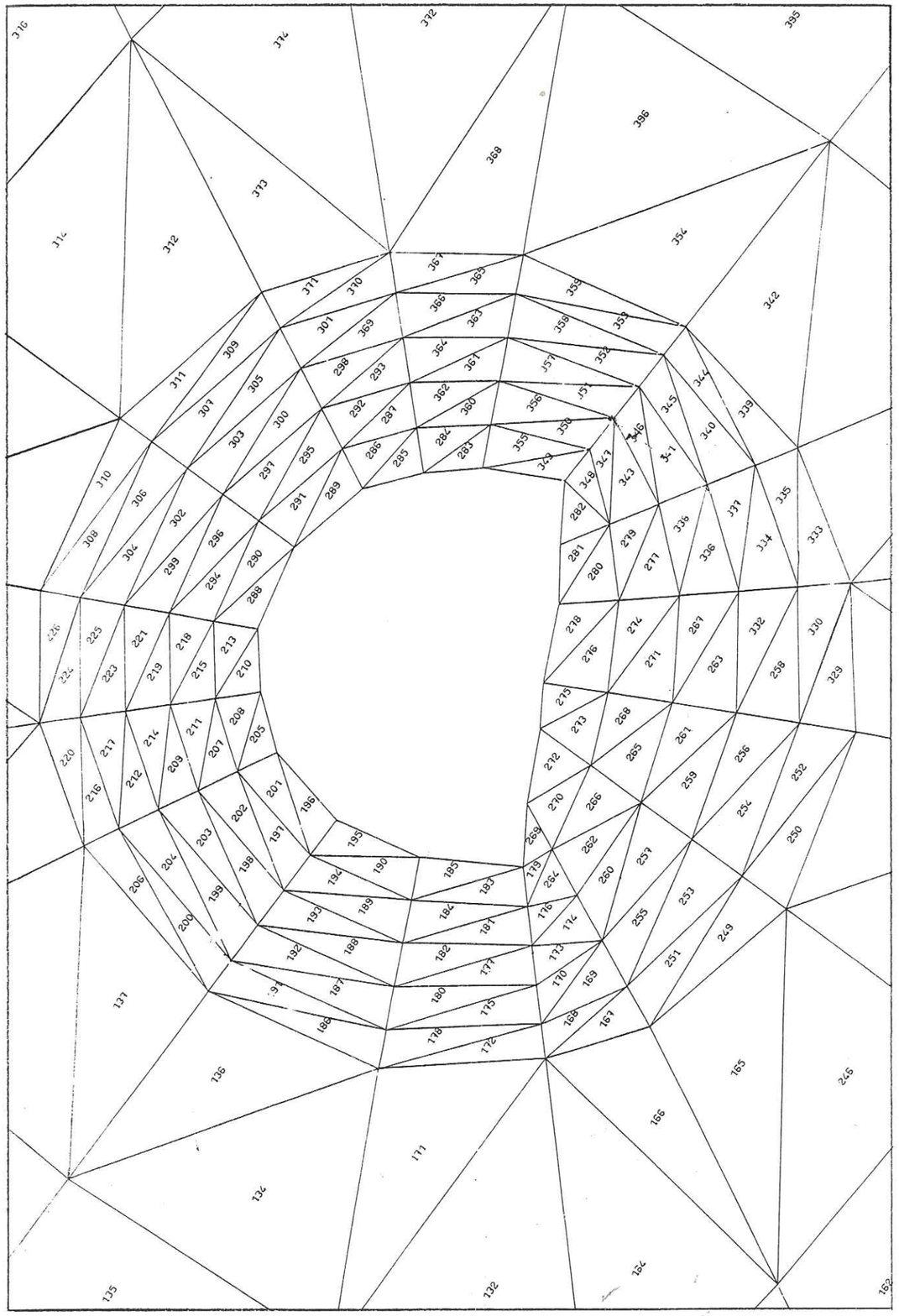
CONTRAINTES ENTRE RANGEES DE BOULONS 9 ET 10

Modalité	Numéro d'élément	σ_x bars	σ_y bars	τ_{xy} bars	σ_z bars	σ_{max} bars	σ_{min} bars	Angle	AK
ADT SB	283	- 4,66	- 137,82	24,94	- 258,14	- 0,15	- 258,14	79,13	3,16
	360	- 72,60	- 196,19	- 1,04	- 270,13	- 72,59	- 270,13	- 89,52	7,45
	361	- 133,12	- 199,99	- 9,23	- 276,24	- 131,87	- 276,24	- 82,28	10,00
	363	- 174,71	- 191,94	- 9,79	- 279,42	- 170,28	- 279,42	- 65,67	10,00
	365	- 230,70	- 191,71	22,69	- 276,20	- 133,69	- 276,20	68,64	10,00
ADT 9 à 1,8	283	- 11,62	- 137,52	23,13	- 258,77	- 7,50	- 258,77	79,91	3,44
	360	- 77,55	- 196,07	- 0,91	- 270,59	- 77,54	- 270,59	- 89,56	7,92
	361	- 135,93	- 199,90	- 8,95	- 276,50	- 134,71	- 276,50	- 82,19	10,00
	363	- 176,37	- 192,04	- 9,44	- 279,58	- 171,93	- 279,58	- 64,84	10,00
	365	- 201,62	- 182,93	- 7,94	- 281,11	- 180,01	- 281,11	- 20,18	10,00
TDD1 SB	283	- 2,83	- 172,28	18,28	- 261,24	- 0,88	- 261,24	83,91	3,15
	360	- 61,67	- 213,87	- 36,89	- 270,78	- 53,20	- 270,78	- 77,07	5,01
	361	- 110,07	- 209,05	- 54,79	- 271,91	- 85,73	- 274,91	- 66,04	8,51
	363	- 141,26	- 197,55	- 57,15	- 276,77	- 105,70	- 276,77	- 58,11	10,00
	365	- 160,63	- 187,58	- 54,53	- 277,66	- 117,91	- 277,66	- 51,93	10,00
TDD2 SB	283	10,46	- 69,08	- 6,24	- 250,18	10,95	- 250,18	- 85,54	2,75
	360	- 37,85	- 137,56	- 82,45	- 261,26	8,65	- 261,26	- 60,58	2,74
	361	- 83,21	- 146,93	- 108,09	- 266,46	- 2,38	- 266,46	- 53,21	3,14
	363	- 113,91	- 143,57	- 112,17	- 269,05	- 15,60	- 269,05	- 48,76	3,64
	365	- 113,37	- 138,53	- 109,26	- 270,41	- 26,66	- 270,41	- 45,68	4,21
TDD3 SB	283	16,26	- 11,75	- 15,82	- 244,18	23,38	- 244,18	- 65,76	2,34
	360	- 30,40	- 26,80	- 94,61	- 256,68	36,67	- 256,68	- 54,67	1,91
	361	- 78,24	- 114,10	- 121,57	- 262,87	26,72	- 262,87	- 49,20	2,14
	363	- 111,97	- 114,51	- 126,12	- 266,10	12,89	- 266,10	- 45,29	2,54
	365	- 133,86	- 111,20	- 123,38	- 267,86	1,37	- 267,86	- 42,38	3,00
TDD1 9 boul.à 1,8	283	- 10,07	- 171,92	16,36	- 261,90	- 8,43	- 261,90	84,29	3,43
	360	- 66,89	- 213,68	- 36,82	- 271,25	- 58,18	- 271,25	- 76,68	6,23
	361	- 113,29	- 208,92	- 54,55	- 275,20	- 88,56	- 275,20	- 65,62	8,94
	363	- 143,43	- 197,68	- 56,78	- 276,99	- 107,64	- 276,99	- 57,77	10,00
	365	- 160,59	- 187,64	- 54,26	- 277,66	- 118,19	- 277,66	- 52,00	10,00
TDD2 9 boul.à1,8	283	3,26	- 68,62	- 8,23	- 250,82	4,19	- 250,82	- 83,55	3,06
	360	- 43,20	- 137,30	- 82,44	- 261,75	4,66	- 261,75	- 59,86	2,92
	361	- 86,61	- 146,78	- 107,88	- 266,76	- 4,70	- 266,76	- 52,79	3,22
	363	- 116,28	- 143,71	- 111,79	- 269,28	- 17,36	- 269,28	- 48,50	3,72
	365	- 133,31	- 138,60	- 108,87	- 270,41	- 27,06	- 270,41	- 45,70	4,23
TDD3 9 boul.à 1,8	283	9,14	- 11,25	- 17,82	- 244,81	19,47	- 244,81	- 59,89	2,47
	360	- 35,73	- 96,53	- 94,61	- 257,16	33,25	- 257,16	- 53,91	2,01
	361	- 81,59	- 113,96	- 121,37	- 263,17	24,67	- 263,17	- 48,80	2,19
	363	- 114,25	- 114,66	- 125,75	- 266,33	11,30	- 266,33	- 45,05	2,59
	365	- 133,79	- 111,28	- 123,01	- 267,86	0,99	- 267,86	- 42,39	3,01

CONTRAINTES ENTRE RANGEES DE BOULONS 10 ET 11

Modalité	Numéro d'élément	σ_x bars	σ_y bars	τ_{xy} bars	σ_z bars	σ_{max} bars	σ_{min} bars	Angle	AK
ADT SB	349	- 225,40	- 250,49	- 118,95	- 290,18	- 118,33	- 357,55	- 48,01	7,15
	350	- 267,17	- 193,44	- 99,34	- 288,80	- 124,35	- 336,27	- 34,82	8,85
	351	- 271,25	- 170,39	- 73,78	- 287,07	- 131,45	- 310,19	- 27,82	10,00
	352	- 271,69	- 160,63	- 56,06	- 286,25	- 137,25	- 295,07	- 22,63	10,00
	353	- 272,43	- 156,33	- 44,69	- 285,98	- 141,12	- 287,64	- 18,80	10,00
ADT 9 à 1,8	349	- 225,46	- 250,20	- 118,58	- 280,16	- 118,60	- 357,05	- 47,98	7,20
	350	- 267,89	- 193,61	- 99,01	- 288,88	- 125,00	- 336,50	- 34,72	8,90
	351	- 271,89	- 170,57	- 73,68	- 287,14	- 131,81	- 310,64	- 27,74	10,00
	352	- 272,14	- 160,76	- 56,05	- 286,31	- 137,43	- 295,47	- 22,59	10,00
	353	- 272,70	- 156,39	- 144,69	- 286,01	- 141,90	- 287,89	- 18,77	10,00
TDD1 SB	349	- 241,02	- 332,62	- 141,43	- 299,47	- 138,16	- 435,48	- 53,97	5,54
	350	- 258,88	- 235,17	- 115,73	- 292,93	- 135,08	- 368,97	- 40,86	7,97
	351	- 260,20	- 195,82	- 90,49	- 288,43	- 131,97	- 324,06	- 35,21	10,00
	352	- 251,40	- 177,90	- 75,04	- 285,96	- 131,10	- 298,20	- 31,95	10,00
	353	- 245,71	- 169,21	- 66,11	- 284,66	- 131,08	- 284,66	- 29,97	10,00
TDD2 SB	349	- 279,55	- 295,12	- 160,15	- 299,57	- 126,99	- 447,68	- 46,39	4,74
	350	- 310,39	- 191,26	- 146,83	- 292,70	- 92,37	- 409,28	- 33,96	4,29
	351	- 295,43	- 149,04	- 125,14	- 287,34	- 77,27	- 367,21	- 29,84	4,53
	352	- 280,02	- 130,90	- 111,14	- 284,22	- 71,63	- 339,29	- 28,07	4,91
	353	- 268,97	- 123,22	- 103,11	- 282,50	- 69,83	- 322,26	- 27,37	5,29
TDD3 SB	349	- 295,93	- 257,75	- 164,58	- 297,57	- 111,16	- 442,53	- 41,19	4,29
	350	- 331,94	- 159,81	- 158,59	- 291,76	- 65,44	- 416,31	- 30,76	3,17
	351	- 317,33	- 119,46	- 138,41	- 286,61	- 48,27	- 388,52	- 27,22	3,17
	352	- 301,30	- 102,58	- 124,55	- 283,55	- 42,61	- 361,26	- 25,71	3,35
	353	- 289,55	- 95,88	- 116,42	- 281,86	- 41,29	- 344,15	- 25,12	3,53
TDD1 9 boul.à 1,8	349	- 241,05	- 332,23	- 141,01	- 299,44	- 138,44	- 434,84	- 53,96	5,58
	350	- 269,63	- 235,30	- 115,36	- 293,01	- 135,84	- 369,10	- 40,77	8,02
	351	- 260,89	- 196,01	- 90,38	- 288,52	- 132,43	- 324,47	- 35,13	10,00
	352	- 251,92	- 178,06	- 75,03	- 286,03	- 131,36	- 298,62	- 31,90	10,00
	353	- 246,03	- 169,29	- 66,11	- 284,70	- 131,22	- 284,70	- 29,9	10,00
TDD2 9 boul.à1,8	349	- 279,57	- 294,65	- 159,72	- 299,52	- 127,21	- 447,01	- 46,35	4,76
	350	- 311,15	- 191,37	- 146,46	- 292,78	- 93,02	- 409,50	- 33,88	4,30
	351	- 296,15	- 149,22	- 125,03	- 287,42	- 77,67	- 367,70	- 29,78	4,53
	352	- 280,57	- 131,07	- 111,15	- 284,29	- 71,87	- 339,77	- 28,04	4,91
	353	- 269,31	- 123,20	- 103,12	- 282,54	- 69,96	- 322,65	- 27,25	5,29
TDD3 9 boul.à 1,8	349	- 295,95	- 257,27	- 164,15	- 297,53	- 111,32	- 441,90	- 41,64	4,31
	350	- 332,70	- 159,91	- 158,23	- 291,84	- 66,02	- 426,59	- 30,68	3,18
	351	- 318,04	- 119,63	- 138,31	- 286,69	- 48,63	- 389,04	- 27,18	3,17
	352	- 301,83	- 102,73	- 124,57	- 283,61	- 42,82	- 361,74	- 25,68	3,35
	353	- 289,88	- 95,96	- 116,44	- 281,90	- 41,40	- 344,45	- 25,11	3,53

MODELE POUR L'ETUDE DES CONTRAINTES



A N N E X E N° 3

DEPLACEMENTS AUTOUR DE LA PERIPHERIE DE LA VOIE

ET JUSQU'A UNE PROFONDEUR DE 2,20 m

ANALYSE DES DEPLACEMENTS AUTOUR DE LA VOIE

	Profondeur au long du boulon cm	Nombre de noeuds		A D T		T D D						
				SB	9 à 1,8	SB 1	SB 2	SB 3	B 1 9 à 1,8	B 2 9 à 1,8	B 3 9 à 1,8
ANALYSE DE LA RANGEE CORRESPONDANTE AU BOULON N° 1	220	393	u	0,1115	0,1116	- 0,7000	- 0,9657	- 1,0188	- 0,7007	- 0,9656	- 1,0187
			v	0,0061	0,0061	0,2734	0,3263	0,1469	0,2733	0,3263	0,1469
	180	408	u	0,1154	0,1154	- 0,6895	- 0,9588	- 1,0167	- 0,6894	- 0,9588	- 1,0166
			v	0,0067	0,0067	0,2816	0,3509	0,1824	0,2815	0,3509	0,1822
	135	447	u	0,1193	0,1193	- 0,6753	- 0,9486	- 1,0114	- 0,6753	- 0,9486	- 1,0114
			v	0,0073	0,0073	0,2919	0,3793	0,2223	0,2918	0,3793	0,2223
	90	467	u	0,1224	0,1224	- 0,6596	- 0,9355	- 1,0029	- 0,6596	- 0,9354	- 1,0029
			v	0,0072	0,0072	0,3038	0,4083	0,2622	0,3037	0,4083	0,2622
	45	490	u	0,1234	0,1234	- 0,6425	- 0,9188	- 0,9903	- 0,6425	- 0,9188	- 0,9903
			v	0,0043	0,0044	0,3182	0,4379	0,3011	0,3183	0,4380	0,3013
	0	504	u	0,1232	0,1232	- 0,6241	- 0,8975	- 0,9718	- 0,6240	- 0,8974	- 0,9718
			v	0,0077	0,0074	0,3353	0,4644	0,3330	0,3356	0,4647	0,3333
ANALYSE DE LA RANGEE CORRESPONDANTE AU BOULON N° 2	220	351	u	0,1479	0,1482	- 0,8179	- 1,1892	- 1,2951	- 0,8175	- 1,1888	- 1,2947
			v	- 0,0298	- 0,0299	0,2452	0,3353	0,1643	0,2452	0,2353	0,1643
	180	359	u	0,1601	0,1607	- 0,7958	- 1,1670	- 1,2731	- 0,7951	- 1,1664	- 1,2725
			v	- 0,0319	- 0,0320	0,3474	0,2565	0,1984	0,2473	0,3564	0,1983
	135	377	u	0,1785	0,1787	- 0,7686	- 1,1391	- 1,2450	- 0,7683	- 1,1389	- 1,2447
			v	- 0,0350	- 0,0350	0,2516	0,2830	0,2396	0,2516	0,3830	0,2396
	90	396	u	0,2036	0,2035	- 0,7375	- 1,1068	- 1,2121	- 0,7377	- 1,1070	- 1,3123
			v	- 0,0407	- 0,0406	0,2585	0,4147	0,2861	0,2586	0,4148	0,2863
	45	443	u	0,2378	0,3470	- 0,7002	- 1,0684	- 1,1729	- 0,7012	- 1,0694	- 1,1738
			v	- 0,0517	- 0,0514	0,2702	0,4566	0,2438	0,2705	0,4569	0,3442
	0	470	u	0,2771	0,2748	- 0,6556	- 1,0223	- 1,1262	- 0,6581	- 1,0247	- 1,1285
			v	- 0,0650	- 0,0643	0,2946	0,5199	0,4246	0,2954	0,5207	0,4254
ANALYSE DE LA RANGEE CORRESPONDANTE AU BOULON N° 3	220	343	u	0,1431	0,1432	- 0,8986	- 1,4201	- 1,6044	- 0,8983	- 1,4198	- 1,6041
			v	- 0,0722	- 0,0723	0,2085	0,3963	0,2666	0,2084	0,3962	0,2664
	180	350	u	0,1538	0,1541	- 0,8740	- 1,3861	- 1,5642	- 0,8736	- 1,3856	- 1,5637
			v	- 0,0761	- 0,0762	0,2075	0,4070	0,2879	0,2073	0,4068	0,2877
	135	364	u	0,1695	0,1696	- 0,8458	- 1,3472	- 1,5182	- 0,8458	- 1,3471	- 1,5181
			v	- 0,0803	- 0,0803	0,2070	0,4211	0,3143	0,2071	0,4212	0,3144
	90	384	u	0,1707	0,1905	- 0,8160	- 1,3059	- 1,4694	- 0,8163	- 1,2062	- 1,4677
			v	- 0,0837	- 0,0835	0,2079	0,4391	0,3452	- 0,2082	0,4395	0,3456
	45	407	u	0,2204	0,2198	- 0,7816	- 1,2580	- 1,4128	- 0,7824	- 1,2588	- 1,4136
			v	- 0,0839	- 0,0833	0,2123	0,4654	0,3860	0,2129	0,4661	0,3867
	0	455	u	0,2645	0,2629	- 0,7347	- 1,1919	- 1,3361	- 0,7365	- 1,1937	- 1,3379
			v	- 0,0728	- 0,0715	0,2278	0,5137	0,4525	0,2290	0,5151	0,4539

A.D.T. : Avant démarrage de la taille
SB : Sans boulon avant démarrage de la taille
SB1 : Sans boulon, 1ère tranche
SB2 : Sans boulon, 2ème tranche
SB3 : Sans boulon, 3ème tranche
T.D.D. : Taille déjà démarrée
B.1 : Boulonnée 1ère tranche
B 2 : Boulonnée 2ème tranche
B 3 : Boulonnée 3ème tranche
9 à 1,80 : 9 boulons nervurés de 1,80 m

ANALYSE DES DEPLACEMENTS AUTOUR DE LA VOIE

	Profondeur au long du boulon cm	Nombre de noeuds		ADT SB	ADT 9 à 1,8	TDD SB 1	TDD SB 2	TDD SB 3	TDD B 1 9 à 1,8	TDD B 2 9 à 1,8	TDD B 3 9 à 1,8
ANALYSE DE LA RANGEE CORRESPONDANTE AU BOULON N° 4	220	353	u	0,0858	0,0859	- 0,8896	- 1,5181	- 1,7701	- 0,8894	- 1,5180	- 1,7699
			v	- 0,0571	- 0,0573	0,1568	0,4500	0,2891	0,1566	0,4497	0,2889
	180	352	u	0,0930	0,0931	- 0,8743	- 1,4857	- 1,7270	- 0,8741	- 1,4855	- 1,7268
			v	- 0,0600	- 0,0603	0,1574	0,4520	0,3962	0,1572	0,4515	0,3957
	135	379	u	0,1034	0,1035	- 0,8571	- 1,4502	- 1,6794	- 0,8570	- 1,4502	- 1,6794
			v	- 0,0641	- 0,0642	0,1572	0,4550	0,4053	0,1571	0,4550	0,4053
	90	397	u	0,1184	0,1182	- 0,8397	- 1,4155	- 1,6323	- 0,8398	- 1,4157	- 1,6325
			v	- 0,0690	- 0,0689	0,1555	0,4590	0,4160	0,1556	0,4593	0,4163
	45	444	u	0,1413	0,1410	- 0,8220	- 1,2809	- 1,5842	- 0,8223	- 1,3812	- 1,5845
			v	- 0,0738	- 0,0733	0,1513	0,4634	0,4282	0,1517	0,4640	0,4289
	0	471	u	0,1831	0,1823	- 0,8025	- 1,3411	- 1,5273	- 0,8032	- 1,2419	- 1,5281
			v	- 0,0741	0,0725	0,1403	0,4658	0,4413	0,1415	0,4672	0,4428
ANALYSE DE LA RANGEE CORRESPONDANTE AU BOULON N° 5	220	378	u	0,0497	0,0498	- 0,8476	- 1,5035	- 1,7830	- 0,8475	- 1,5033	- 1,7829
			v	- 0,0351	- 0,0254	0,1125	0,4440	0,4305	0,1123	0,4437	0,4302
	180	392	u	0,0536	0,0527	- 0,8424	- 1,4783	- 1,7451	- 0,8423	- 1,4782	- 1,7450
			v	- 0,0374	- 0,0377	0,1137	0,4410	0,4281	0,1125	0,4406	0,4275
	135	412	u	0,0591	0,0592	- 0,8360	- 1,4511	- 1,7038	- 0,8359	- 1,4510	- 1,7038
			v	- 0,0406	- 0,0409	0,1136	0,4382	0,4266	0,1134	0,4380	0,4264
	90	452	u	0,0674	0,0675	- 0,8303	- 1,4272	- 1,6600	- 0,8302	- 1,4272	- 1,6660
			v	- 0,0458	- 0,0460	0,1102	0,4347	0,4253	0,1100	0,4347	0,4255
	45	475	u	0,0815	0,0814	- 0,8272	- 1,4099	- 1,6346	- 0,8273	- 1,4100	- 1,6447
			v	- 0,0559	- 0,0557	0,1000	0,4270	0,4209	0,1001	0,4273	0,4214
	0	497	u	0,1059	0,1052	- 0,8350	- 1,4110	- 1,0203	- 0,8355	- 1,4115	- 1,6209
			v	- 0,0779	- 0,0757	0,0724	0,4008	0,3983	0,0743	0,4029	0,4005
ANALYSE DE LA RANGEE CORRESPONDANTE AU BOULON N° 6	220	463	u	0,0227	0,0237	- 0,8043	- 1,4566	- 1,7476	- 0,8042	- 1,4565	- 1,7475
			v	- 0,0282	- 0,0284	0,0658	0,4042	0,4301	0,0656	0,4039	0,4297
	180	476	u	0,0240	0,0240	- 0,8076	- 1,4409	- 1,7186	0,8075	- 1,4408	- 1,7185
			v	- 0,0295	- 0,0297	0,0674	0,3976	0,4192	0,0672	0,3972	0,4187
	135	492	u	0,0238	0,0239	- 0,8122	- 1,4260	- 1,6892	- 0,8121	- 1,4259	- 1,6891
			v	- 0,0316	- 0,0318	0,0665	0,3888	0,4066	0,0662	0,3886	0,4063
	90	502	u	0,0229	0,0230	- 0,8189	- 1,4164	- 1,6659	- 0,8187	- 1,4163	- 1,6658
			v	- 0,0358	- 0,0360	0,0615	0,3776	0,3925	0,0612	0,3775	0,3925
	45	509	u	0,0205	0,0206	- 0,8306	- 1,4182	- 1,6554	- 0,8304	- 1,4179	- 1,6552
			v	- 0,0455	- 0,0455	0,0497	0,3618	0,3752	0,0497	0,3621	0,3756
	0	519	u	0,0130	0,0130	- 0,8547	- 1,4468	- 1,6752	- 0,8546	- 1,4467	- 1,6751
			v	- 0,0710	- 0,0693	0,0263	0,3370	0,3422	0,0279	0,3390	0,3512

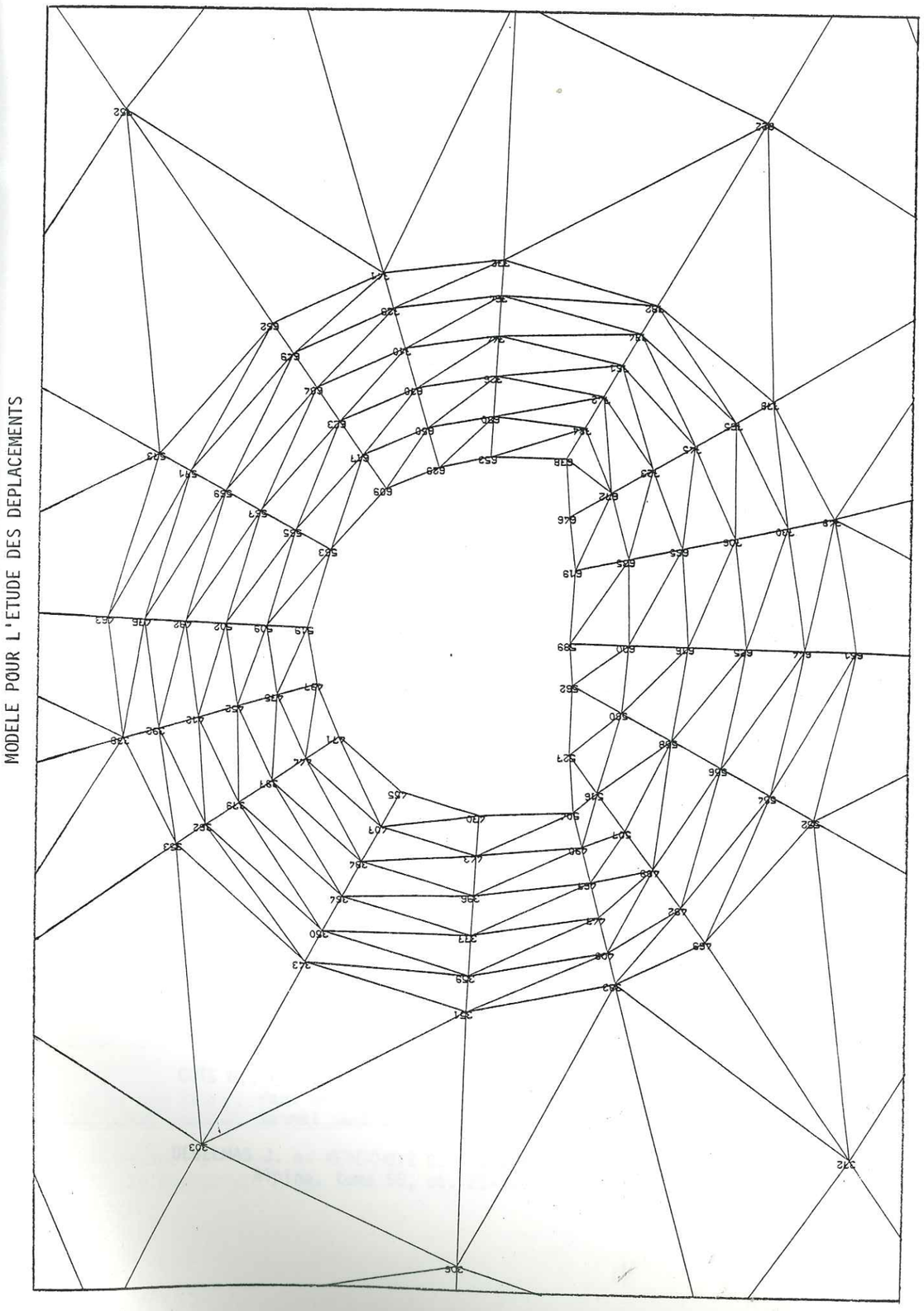
ANALYSE DES DEPLACEMENTS AUTOUR DE LA VOIE

	Profondeur au long du boulon cm	Nombre de noeuds		ADT SB	ADT 9 à 1,8	TDD SB 1	TDD SB 2	TDD SB 3	TDD B 1 9 à 1,8	TDD B 2 9 à 1,8	TDD B 3 9 à 1,8
ANALYSE DE LA RANGEE CORRESPONDANTE AU BOULON N° 7	220	573	u	- 0,0174	- 0,0174	- 0,7641	- 1,3770	- 1,6607	- 0,7641	- 1,2770	- 1,6607
			v	- 0,0446	- 0,0447	0,0157	0,3195	0,3739	0,0156	0,3193	0,3736
	180	571	u	- 0,0233	- 0,0233	- 0,7777	- 1,3797	- 0,6524	- 0,7777	- 1,3797	- 1,6525
			v	- 0,0480	- 0,0482	0,0149	0,3090	0,3542	0,0146	0,3086	1,3538
	135	569	u	- 0,0321	- 0,0320	- 0,7940	- 1,3845	- 1,6455	- 0,7940	- 1,3844	1,6454
			v	- 0,0528	- 0,0529	0,0114	0,2942	0,3298	0,0113	0,2940	0,3296
	90	567	u	- 0,0452	- 0,0450	- 0,8128	- 1,3938	- 1,6441	- 0,8126	- 1,3935	- 1,6438
			v	- 0,0585	- 0,0584	0,0051	0,2766	0,3034	0,0052	0,2768	0,3037
	45	565	u	- 0,0662	- 0,0658	- 0,8359	- 1,4113	- 1,6531	- 0,8353	- 1,4106	- 1,6524
			v	- 0,0651	- 0,0648	- 0,0047	0,2572	0,2768	- 0,0042	0,2580	0,2777
	0	563	u	- 0,1045	- 0,1036	- 0,4666	- 1,4455	- 1,6840	- 0,8655	- 1,4443	- 1,6827
			v	- 0,0713	- 0,0699	- 0,0172	0,2423	0,2586	- 0,0156	0,2442	0,2607
ANALYSE DE LA RANGEE CORRESPONDANTE AU BOULON N° 8	220	662	u	- 0,0707	- 0,0708	- 0,7305	- 1,2848	- 1,5460	- 0,7305	- 1,2849	- 1,5460
			v	- 0,0611	- 0,0611	0,0156	0,2722	0,3246	0,0155	0,2721	0,3245
	180	649	u	- 0,0807	- 0,0809	- 0,7480	- 1,2985	- 1,5526	- 0,7482	- 1,2988	- 1,5528
			v	- 0,0655	- 0,0656	0,0133	0,2611	0,3030	0,0131	0,2610	0,3029
	135	634	u	- 0,0955	- 0,0954	- 0,7695	- 1,3158	- 1,5624	- 0,7694	- 1,3156	- 1,5623
			v	- 0,0704	- 0,0703	0,0086	0,2455	0,2759	0,0087	0,2457	0,2761
	90	623	u	- 0,1154	- 0,1150	- 0,7934	- 1,3355	- 1,5755	- 0,7929	- 1,3349	- 1,5750
			v	- 0,0745	- 0,0742	0,0014	0,2262	0,2456	0,0019	0,2267	0,2461
	45	617	u	- 0,1436	- 0,1427	- 0,8203	- 1,3579	- 1,5925	- 0,8192	- 1,3568	- 1,5914
			v	- 0,0753	- 0,0746	- 0,0085	0,2030	0,2125	- 0,0077	0,2040	0,2135
	0	609	u	- 0,1873	- 0,1852	- 0,8512	- 1,3819	- 1,6127	- 0,8488	- 1,3794	- 1,6101
			v	- 0,0644	- 0,0632	- 0,0208	0,1756	0,1781	- 0,0195	0,1771	0,1797
ANALYSE DE LA RANGEE CORRESPONDANTE AU BOULON N° 9	220	741	u	- 0,0871	- 0,0873	- 0,6851	- 1,1777	- 1,4089	- 0,6853	- 1,1780	- 1,4092
			v	- 0,0416	- 0,0416	0,0555	0,2849	0,3249	0,0555	0,2848	0,3249
	180	729	u	- 0,1005	- 0,1009	- 0,7045	- 1,1769	- 1,4246	- 0,7050	- 1,1975	- 1,4251
			v	- 0,0453	- 0,0453	0,0517	0,2727	0,3029	0,0517	0,2726	0,3029
	135	710	u	- 0,1197	- 0,1197	- 0,7292	- 1,2211	- 1,4451	- 0,7291	- 1,2210	- 1,4450
			v	- 0,0502	- 0,0500	0,0447	0,2544	0,2733	0,0448	0,2546	0,2735
	90	670	u	- 0,1449	- 0,1444	- 0,7575	- 1,2484	- 1,4690	- 0,7569	- 1,2476	- 1,4683
			v	- 0,0555	- 0,0552	0,0331	0,2288	0,2302	0,0336	0,2293	0,2367
	45	650	u	- 0,1784	- 0,1771	- 0,7903	- 1,2778	- 1,4954	- 0,7887	- 1,2762	- 0,4937
			v	- 0,0598	- 0,0591	0,0152	0,1922	0,1878	0,0160	0,1930	0,1887
	0	629	u	- 0,2204	- 0,2173	- 0,8260	- 1,3051	- 1,5186	- 0,8236	- 1,3017	- 1,5153
			v	- 0,0569	- 0,0561	- 0,0087	0,1409	0,1242	- 0,0077	0,1420	0,1254

ANALYSE DES DEPLACEMENTS AUTOUR DE LA VOIE

	Profondeur au long du boulon cm	Nombre de noeuds		ADT SB	ADT 9 à 1,8	TDD SB.1	TDD SB 2	TDD SB 3	TDD B 1 9 à 1,8	TDD B 2 9 à 1,8	TDD B 3 9 à 1,8
ANALYSE DE LA RANGEE CORRESPONDANTE AU BOULON N° 10	220	772	u	- 0,0764	- 0,0767	- 0,0234	- 1,0396	- 1,2298	- 0,6237	- 1,0399	- 1,2301
			v	- 0,0062	- 0,0062	0,1002	0,2981	0,3197	0,1802	0,2981	0,3198
	180	764	u	- 0,0874	- 0,0878	- 0,6398	- 1,0585	- 1,2484	- 0,6403	- 1,0590	- 1,2489
			v	- 0,0064	- 0,0064	0,0991	0,2900	0,3036	0,0992	0,2901	0,3037
	135	744	u	- 0,1037	- 0,1039	- 0,6611	- 1,0825	- 1,2724	- 0,6612	- 1,0826	- 1,2726
			v	- 0,0082	- 0,0081	0,0949	0,2756	0,2793	0,0950	0,2757	0,2793
	90	726	u	- 0,1265	- 0,1263	- 0,6875	- 1,1117	- 1,3021	- 0,6872	- 1,1114	- 1,3018
			v	- 0,0132	- 0,0131	0,0848	0,2515	0,2441	0,0848	0,2516	0,2442
	45	680	u	- 0,1596	- 0,1586	- 0,7234	- 1,1505	- 1,3418	- 0,7223	- 1,1493	- 1,3406
			v	- 0,0260	- 0,0257	0,0618	0,2084	0,1882	0,0621	0,2088	0,1886
	0	653	u	- 0,2068	- 0,2039	- 0,7743	- 1,2038	- 1,3959	- 0,7711	- 1,2006	- 1,3927
			v	- 0,0573	- 0,0570	0,0103	0,1266	0,0910	0,0107	0,1270	0,0915
ANALYSE DE LA RANGEE CORRESPONDANTE AU BOULON N° 11	220	782	u	- 0,0415	- 0,0415	- 0,5621	- 0,8797	- 1,0076	- 0,5621	- 0,8797	- 1,0076
			v	0,0165	0,0164	0,1352	0,2730	0,2536	0,1352	0,2729	0,2536
	180	774	u	- 0,0451	- 0,0451	- 0,5719	- 0,8943	- 1,0248	- 0,5718	- 0,8942	- 1,0248
			v	0,0174	0,0174	0,1352	0,2688	0,2446	0,1352	0,2688	0,2446
	135	761	u	- 0,0495	- 0,0495	- 0,5823	- 0,9100	- 1,0439	- 0,5823	- 0,9100	- 1,0439
			v	0,0182	0,0182	0,1348	0,2623	0,2319	0,1348	0,2623	0,2319
	90	742	u	- 0,0544	- 0,0544	- 0,5919	- 0,9249	- 1,0624	- 0,5919	- 0,9249	- 1,0624
			v	0,0184	0,0184	0,1334	0,2529	0,2151	0,1335	0,2529	0,2152
	45	724	u	- 0,0607	- 0,0606	- 0,6008	- 0,9394	- 1,0812	- 0,6007	- 0,9393	- 1,0811
			v	0,0161	0,0163	0,1298	0,2375	0,1906	0,1300	0,2377	0,1908
	0	678	u	- 0,0775	- 0,0774	- 0,6172	- 0,9643	- 1,1126	- 0,6171	- 0,9642	- 1,1125
			v	0,0035	0,0038	0,1170	0,2053	0,1452	0,1173	0,2057	0,1456

MODELE POUR L'ETUDE DES DEPLACEMENTS



B I B L I O G R A P H I E

AFTES - Groupe de travail n° 7. Soutènement et revêtement. Recommandations relatives à l'emploi de la méthode convergence-confinement pour la prévision et l'analyse du comportement du soutènement ou du revêtement. Avril 1983.

AFTES - Stabilité des tunnels par la méthode convergence-confinement. Revue Tunnels numéro spécial Mars-Avril 1979.

ARCAMONE J. et DEJEAN M. - La méthode des éléments finis en élasticité. Application au programme ELFI 3F. Documents numéros 1 et 2. Laboratoire de mécanique des Roches. CERCHAR - Ecole des mines de Nancy, 1978.

BACHACOU J. et LALLEMENT B. - Contribution à l'étude du comportement des voies boulonnées en terrains houillers. Thèse Docteur-Ingénieur, Université de Nancy I, 1972.

CELADA TAMAMES B. - Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del boulonaje en galerías. Thèse Docteur-Ingénieur Escuela Técnica Superior de ingenieros de minas, Oviedo, Août 1977.

CELADA TAMAMES B. - Revisión del concepto de sostenimiento de galerías y obras subterráneas. Universidad Politécnica de Madrid. Instituto de Ciençias de la Educación. Area minera, derrumbes en la minería subterránea.

CELTITE - Communications diverses concernant le boulonnage, et particulièrement les résines.

CHAMBON C. - Mécaniques des terrains houillers dans les cas de déformations planes. Thèse Docteur ès Sciences, Université de Nancy, Novembre 1966.

CHARBONNAGES DE FRANCE, SERVICES TECHNIQUES . Le boulonnage. Eléments de formation pour le stage des chefs mesureurs responsables des cellules "Pressions des terrains" des Houillères du Centre Midi. 22 Oct. 1970.

COTE M., FICHEUR M. et PANET M. - Calcul de la distribution des contraintes dans un solide par la méthode des éléments finis. Application à un tunnel semi-circulaire creusé à faible profondeur.

DEBELMAS J. et KERCKHOVE C. - Les Alpes Franco-Italiennes. Géologie Alpine, tome 56, pp. 21-58, 1980.

DEJEAN M. et RAFFOUX J.F. - Boulonnage des terrains et facteur temps. Compte rendu International Symposium Tunnelling '79, Londres, 12-16 Mars 1979.

DEJEAN M. - Contribution à l'étude de la mécanique des terrains par une méthode de différences finies. Thèse Docteur-Ingénieur, Université de Nancy.

DEJEAN M. et KARTOZIA B. - Eléments pour un calcul des déplacements dans un massif rocheux hétérogène par la méthode des éléments finis. Compte rendu du laboratoire de mécanique des terrains. Ecole des mines de Nancy, 1976.

DEJEAN M. et TOURNAIRE A. - Etude par un modèle mathématique de l'influence de quelques facteurs sur l'action du boulonnage sur les terrains. Publié dans les Cahiers Techniques du boulonnage de Lenoir et Mernier.

DEJEAN M - Influence de la nature du boulon sur le comportement d'un massif boulonné. Communication 76-76-9022 n° 1 du laboratoire de mécanique des terrains, Ecole des mines de Nancy, Janvier 1976.

DEJEAN M. - Présentation générale de la méthode des éléments finis et des programmes ELFI 3F et MAVER 3. Documents numéros 1, 2 et 3. Laboratoire de mécanique des Roches CERCHAR - Ecole des mines de Nancy, 1976.

DUBOIS R. - Les différents facteurs d'influence de la convergence en taille. 3ème Conférence Internationale sur les pressions de terrains. Paris 16-20. Mai 1960.

DUDEK J. - Contribution à l'étude de la portance d'un soutènement par boulonnage à la résine à partir de mesures dans les mines et sur maquettes. Communication 77-76-1550 du laboratoire de mécanique des terrains. Ecole des mines de Nancy, Novembre 1977.

EGGER P. - Influence du comportement du rocher après la rupture sur le soutènement des tunnels, en particulier le soutènement par boulonnage. 1973 .

FINE J., TINCELIN E. et VOUILLE G. - Détermination de la stabilité des édifices souterrains, galeries, tunnels, piliers, grandes cavités. Revue de l'industrie minérale. 15 Juillet 1971.

FINE J. - La méthode des éléments finis appliquée à la mécanique des Roches. Ecole Nationale Supérieure des mines de Paris.

GEORGE L. - Influence de la profondeur et des facteurs naturels sur le comportement des ouvrages miniers. Thèse Docteur-Ingénieur, INPL, 1981.

GHOREYCHI M. - Etude du comportement à la rupture et après la rupture des roches en vue de la stabilité. D.E.A. de génie géologique et minier. INPL, 1980.

GOTZE W. et al. - Limites, champ d'application et évolution future de la technique du boulonnage. Centre d'études et recherches des Charbonnages de France, Novembre 1982.

HAUDOUR J. - Le gisement d'anthracite de la Mure. Aperçu géologique. Exposé devant la commission des Dégagements instantanés, Mai 1970.

HAUDOUR J. et SARROT-REYNAULD J. - Manifestations de la tectonique antésénonienne dans le dôme de la Mure (Isère). Influence sur les exploitations houillères.

HAUDOUR J. et SARROT-REYNAULD J. - Remarques sur l'importance relative des divers types de failles rencontrées dans le bassin houiller de la Mure. Dans Travaux du laboratoire de Géologie de la Faculté des Sciences de Grenoble, tome 35, pp. 101-121, 1959.

HUGON M. - Le boulonnage des roches en souterrain.

HOUPERT R. - Mécanique des Roches. Champ de contrainte autour d'une ouverture cylindrique à section circulaire dans un massif infini et isotrope. Solution élastique et élastoplastique en déformation plane.

HOUPERT R. - La résistance à la compression simple des roches. Compte rendu 2ème Congrès International de Mécaniques des Roches, Belgrad, Vol. 2, 1970.

JEDRZEJOWSKI A. - Influence de la position et du nombre de joints sur le comportement d'un toit boulonné. Communication 79-76-1590 n° 14 du laboratoire des mécaniques des terrains, Ecole des mines de Nancy, Mars 1979.

JOSIEN J.P. et DEJEAN M. - Influence de la dispersion des caractéristiques mécaniques des terrains sur la stabilité à long terme des excavations souterraines par petits piliers. Revue de l'industrie minérale, Juin 1979.

JOSIEN J.P. - Surveillance de la stabilité d'une excavation par des mesures de déformation. Choix d'une méthode d'alarme. Annales des Mines. Mars 1977.

LE BOULONNAGE - Documents s.i.m. B4 et B5. Revue de l'industrie minérale. Octobre 1978.

LENOIR et MERNIER - Communications diverses concernant le boulonnage.

LETHUAIRE R. - Observations sur la capacité des roches au boulonnage et sélection d'un système d'ancrage. Lenoir et Mernier.

L'INDUSTRIE MINERALE-MINE - Test Cerchar pour la mesure de la dureté et de l'abrasivité, pp. 137-140, Novembre 1974.

LOUIS C. et PIRAUD J. - Technologie du boulonnage. AFTES. Groupes de travail 6 et 7 Béton Projecté-Soutènement. Mai 1974.

MANDEL J. - Les calculs en matière de pression de terrains. Revue de l'industrie minérale, Janvier-Avril 1959.

MARINO J.M. - Contribution à l'étude du boulonnage. Ecole Nationale des mines de Paris, 1968.

MINE DE LA MURE - Cahiers essais de traction sur les boulons (6).

MINE DE LA MURE - Comptes rendus divers sur les essais de boulonnage.

NAGANO T., TAKAGI K. et NARITA Y. - Essais de traction sur les boulons d'ancrage scellés sur toute la longueur. Tunnels, 1981.

PANET M. - Description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité. AFTES. Communication du groupe de travail n° 1. Géologie-Géotechnique, Tunnels, pp. 7-44. Avril 1981.

PANET M. - La stabilité des ouvrages souterrains. Soutènement et revêtement. Rapport du laboratoire central des Ponts et Chaussées. Septembre 1973.

PANET M. - Propriétés mécaniques des roches. La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil. Chapitre I, pp. 13-37, 1976.

PIGNON C. et PIGUET J.P. - Enquête sur le comportement à long terme du soutènement par boulonnage. Communication 81-76-9017 n° 13 du laboratoire de mécanique des terrains. Ecole des mines de Nancy, Septembre 1981.

PIGUET J.P. - La Mécanique des terrains dans les couches puissantes des charbonnages. Exposé oral de la thèse de Docteur-Ingénieur, Décembre 1974.

PIGUET J.P. - La modélisation en mécanique des terrains et son application à l'exploitation minière. Thèse Docteur ès Sciences. INPL, 1983.

POULAIN P.A. - Tectonique et minéralisation de la terminaison sud du Dôme de la Mure (Isère). Labo Géologie. Tome 46, pp. 151-168, 1970

POYOL E. et DESENNE G. - Exploitation en gisement susceptible de dégagements instantanés de CO_2 aux Houillères du Dauphiné. Automatisation des soutirages avec utilisation d'un circuit de télévision. Revue de l'industrie minérale. Les techniques. Avril 1981.

PREVOST - Communications diverses concernant le boulonnage et particulièrement les tiges.

PRUNEAU - Etude sur modèle d'une galerie présentant une discontinuité. Influence d'un boulon sur cette galerie. Stage 3ème année, Juin 1977.

RAFFOUX J.F. - Etude des déformations des terrains dans les voies soumises à l'influence de la première taille qu'elles désservent. Thèse Docteur-Ingénieur, 1967.

RAFFOUX J.F. - Le boulonnage des terrains dans les conditions variées des charbonnages de France. Revue de l'industrie minérale. Avril 1978.

RAFFOUX J.F., SINOU P. et TINCELIN E. - Le boulonnage des voies et des galeries minières. Revue de l'industrie minérale. 15 Juillet 1971.

SARROT-REYNAULD de CRESSENEUIL J. - Etude géologique du dôme de la Mure (Isère) et des régions annexes. Tome I. Le socle cristallin et la couverture paléozoïque, 1961.

SCHACH R., GARSHOL K. et HELTZEN A. Editeurs - Rock bolting. A practical handbook, 1979. Ed. Pergamon Press.

SCHWARTZ - Etude des mouvements des épontes dans les exploitations minières. Revue de l'industrie minérale.

SCOTT J.J. - Les boulons à ancrage réparti par friction, une nouvelle méthode de confortement du terrain. Communication présentée au 17ème Symposium de mécanique des roches. Snowbird - Utah, 1976.

SCOTT J. J. - Systèmes de renforcement interne des terrains. Revue Tunnels et ouvrages souterrains.

TALOBRE J. - La Mécanique des Roches appliquée aux travaux publiques. Ed. Dunod, Paris, 1957.

TERZAGHI K. et RICHART F.E. jr. - Contraintes dans le rocher autour des galeries. Laboratoire central des Ponts et Chaussées. Août 1964.

TINCELIN E, SINOU P., LEONET O. et PRIOUX G. - Essais systématiques du scellement à la résine polyester, Chambre syndicale des mines de fer de France, 4ème trimestre 1968.

TINCELIN E. - La détermination des caractéristiques mécaniques des massifs rocheux à partir des essais en laboratoire. Annales des mines, Février-Mars 1975.

TSHISHIMBI B. - Contribution à l'étude des déformations des voies de taille. Influence de la profondeur et de la lithologie. Thèse Docteur-Ingénieur. INPL. 1979.

TITANITE - Le soutènement à la résine.

DERNIERE PAGE D'UNE THESE

3È CYCLE, DOCTEUR INGÉNIEUR OU UNIVERSITÉ

Vu les dispositions de l'arrêté du 16 avril 1974,

Vu les rapports de Monsieur DAYRE Michel.....

M. .....

Monsieur CORREA ARROYAVE Alvaro de la Cruz..... est autorisé

à présenter une thèse en vue de l'obtention du grade de DOCTEUR - INGENIEUR.....

.....

Grenoble, le 2 DEC. 1983

Le Président de l'Université Scientifique
et Médicale

M. TANCHE

M. Tanche

THESE de DOCTEUR-INGENIEUR

Titre de l'ouvrage :

CONTRIBUTION A L'ETUDE DU BOULONNAGE.
Application au soutènement des voies à la mine de La Mure

Nom de l'auteur : Alvaro de la Cruz CORREA ARROYAVE

Etablissement : Université Scientifique et Médicale de Grenoble

RESUME

L'emploi du boulonnage comme soutènement ou renforcement des galeries dans les mines souterraines est une méthode qui ne cesse pas de se développer. Avec l'introduction de techniques nouvelles, son éventail d'application s'élargit de plus en plus.

Ce mémoire est le fruit d'une étude, entreprise à la mine de La Mure des Houillères du Bassin du Dauphiné, concernant le boulonnage comme méthode de soutènement. En effet, le boulonnage implanté définitivement dans cette mine depuis 1977, est appelé à soutenir, dans un avenir prochain, 70 % des voies au rocher.

Afin d'aboutir à un modèle mathématique rendant compte des déplacements survenus dans ces voies et la façon de les contrôler par le biais du boulonnage, nous avons suivi les étapes suivantes :

1. Une étude bibliographique sur la géologie et la tectonique de la région, complétée par un aperçu de l'état actuel de la mine : ses méthodes d'exploitation et les problèmes les plus souvent rencontrés.
2. Une caractérisation mécanique, en laboratoire, des roches constituant le massif dans lequel les voies ont été creusées.
3. La poursuite, in situ, des déformations suivies par ces voies.
4. Une analyse des essais de traction effectués sur les boulons mis en place.

   Ces étapes, surmontées, nous avons modélisé notre voie.
5. La modélisation a porté sur un massif à comportement élastique, orthotrope et hétérogène contenant la voie, par application du programme ELFI 3F.

Les résultats de la modélisation sont ensuite comparés à ceux trouvés in situ.

MOTS-CLES

Mécanique des roches ; épontes ; couche ; convergence ; endoscopie ; soutirage ; expansion ; boulon ; galerie en direction ; strate ; modèle ; éléments finis ; profil géomécanique ; massif rocheux ; explosif ; caractérisation ; ELFI 3F ; essais de traction sur les boulons.