

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE  
Faculté des sciences appliquées

CONTRIBUTION À L'ÉTUDE DU COMPORTEMENT  
À L'ARRACHEMENT ET AU FLUAGE DES ANCRAGES  
ACTIFS INJECTÉS DANS LA ROCHE

Thèse de doctorat (Ph.D.)  
spécialité: génie civil

Brahim BENMOKRANE

Sherbrooke, Québec

Canada

Mai 1986

Cette thèse est dédiée à:

- . mon épouse Ouahida;
- . mes deux fils: Hafid El Hadj-Mokrane, âgé de deux ans, et Rachid Farhat, âgé d'un mois;
- . mes parents et mes beaux-parents qui, de si loin, veillent sur nous.

## SOMMAIRE

Les ancrages actifs injectés dans les massifs rocheux voient leur utilisation de plus en plus répandue, que ce soit pour ancrer des structures sollicitées en traction ou stabiliser des éléments qui sinon seraient instables: talus rocheux, murs de soutènement, culées de ponts, appuis de barrage... Cependant si leur utilisation s'est intensifiée et s'est généralisée, surtout au cours de ces dernières années où leur champ d'application s'est considérablement élargi, leur comportement tant à l'arrachement qu'au fluage demeure peu connu. Pour pallier à cette déficience on utilise des ancrages avec des longueurs injectées ou ancrées très élevées; des essais très longs et coûteux sont d'autre part exécutés sur le chantier pour contrôler la compétence et le comportement de l'ancrage une fois qu'il est installé.

Une revue de littérature révèle que les méthodes de dimensionnement et de conception actuelles sont très approximatives et fortement empiriques et qu'il existe d'importantes incertitudes et contradictions particulièrement en regard au mécanisme de transfert des charges du tirant d'acier au massif rocheux, à la distribution des contraintes le long de l'ancrage et au mécanisme de rupture.

La croissance sans cesse continuelle de l'utilisation des ancrages et de la demande également grandissante d'ancrages à haute capacité rend donc nécessaire le besoin d'entreprendre des travaux afin d'établir des recommandations plus appropriées pour le dimensionnement.

Notons cependant que l'analyse du problème d'ancrages injectés dans les massifs rocheux est très complexe car les paramètres impliqués sont nombreux, dont plusieurs sont difficiles à prédire et à analyser. Une

difficulté majeure est l'hétérogénéité du massif rocheux; en général presque tous les massifs rocheux contiennent des discontinuités telles que: (joints, failles, diaclases...), des zones de schistosité ou des fissures; la géométrie et l'orientation de tels éléments sont extrêmement variables, donc difficiles à étudier et à analyser. Pour cette raison, on a décidé d'orienter cette présente étude seulement pour les ancrages injectés dans les massifs rocheux homogènes et continus, ce qui serait relativement plus facile à maîtriser. Avec ceci on peut mener une étude approfondie et qui conséquemment pourrait être étendue pour l'étude du comportement d'ancrages injectés dans les massifs rocheux hétérogènes.

Cette étude vise à examiner le comportement à l'arrachement et au fluage des ancrages verticaux actifs injectés dans un massif rocheux homogène afin d'établir des recommandations plus appropriées et réalistes pour le dimensionnement et la conception. Nous avons ainsi entrepris la conduite d'essais d'arrachement, de fluage et de relaxation sur des ancrages installés en chantier dans une roche massive et homogène; en parallèle à ces travaux une analyse par éléments finis fut réalisée pour examiner le comportement à l'arrachement.

## REMERCIEMENTS

Qu'il me soit permis d'exprimer en tout premier lieu mes vifs remerciements à mon directeur de thèse, Monsieur Gérard BALLIVY, D.Sc.A. qui a su me transmettre durant toute la période de cette recherche de valeureux et précieux conseils tant pratiques que théoriques.

Je voudrais également remercier de façon toute particulière Monsieur Georges LALONDE, technicien, pour l'aide qu'il m'a apportée pour l'instrumentation des tiges, la fabrication des cellules de charge et la réalisation des essais. J'exprime aussi mes remerciements à Mademoiselle Diane BILTON, stagiaire, pour sa participation dans les travaux par ordinateur.

Je ne voudrais passer sous silence la collaboration reçue des professeurs du Département de Génie Civil et en particulier de Messieurs Antoine LAHOUD, Ph.D. et Jean-Paul MORIN, Ph.D. Les conseils avisés et les réflexions critiques de Monsieur LAHOUD sur l'analyse par éléments finis me furent très utiles. Je lui témoigne ici ma sincère reconnaissance.

J'exprime également ma gratitude à Monsieur Pierre-Claude AITCIN, D.Sc.A. pour ses remarques éclairées qu'il m'a faites sur les coulis de ciment.

J'adresse aussi une pensée cordiale à Monsieur Zdenko SUPERINA, ing. à Hydro-Québec avec lequel j'ai eu des discussions fructueuses sur les ancrages injectés avec de la résine.

Je désire remercier Messieurs Denis GILL, Ph.D. et Michel SOULIE, Ph.D., professeurs à l'école polytechnique de Montréal, avec lesquels j'ai eu des discussions fructueuses.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à Madame Lise MORENCY pour la présentation dactylographique de cette thèse.

Finalement je remercie une nouvelle fois mon directeur de recherche pour l'assistance financière qu'il m'a fournie. Celle-ci fut obtenue à partir d'octrois du FCAR (Québec), CRSNG (Canada) et de la société HYDRO-QUEBEC.

## TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE .....	iii
REMERCIEMENTS .....	v
TABLE DES MATIÈRES .....	vii
LISTE DES TABLEAUX .....	x
LISTE DES FIGURES .....	xiv
LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS .....	xxii
1. INTRODUCTION .....	1
1.1 Aspects d'un ancrage actif injecté dans un massif rocheux	1
1.2 Etat du problème.....	2
1.3 But et énoncé de l'étude proposée.....	4
1.4 Organisation de la thèse.....	6
2. REVUE DES CONNAISSANCES .....	8
2.1 Introduction .....	8
2.2 Modes de rupture .....	10
2.2.1 Rupture du tirant d'acier .....	10
2.2.2 Rupture du massif rocheux .....	11
2.2.3 Rupture du scellement .....	13
2.2.3.1 Rupture du scellement au niveau du contact roche-coulis .....	14
2.2.3.2 Rupture du scellement au niveau du contact tige-coulis .....	23
2.2.3.3 Travaux expérimentaux relatifs au mécanisme de transfert des charges dans la zone injectée de l'ancrage .....	34
2.3 Comportement d'un ancrage en fonction du temps: fluage et relaxation .....	37
2.3.1 Relaxation et fluage des tirants d'acier .....	38
2.3.2 Revue de quelques essais de fluage et de relaxation réalisés sur des ancrages .....	42
2.4 Conclusions .....	46
3. PRÉSENTATION DES TRAVAUX EXPÉRIMENTAUX .....	48
3.1 Introduction .....	48
3.2 Description du site en chantier .....	48
3.3 Essais sur les échantillons en laboratoire .....	50
3.3.1 Objectifs du programme d'essais .....	50
3.3.2 Identification des essais .....	50
3.3.3 Présentation et discussion des résultats .....	52
3.3.3.1 Matériau rocheux .....	52
3.3.3.2 Tige d'acier .....	53

3.3.3.3	Produits de scellement .....	54
3.4	Essais sur les ancrages en chantier .....	57
3.4.1	Mise en oeuvre .....	57
3.4.2	Essais d'arrachement .....	60
3.4.3	Essais de fluage .....	63
3.4.4	Essais de relaxation .....	65
4.	ANALYSE ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS OBTENUS DES ESSAIS SUR LES ANCRAGES .....	71
4.1	Introduction .....	71
4.2	Analyse des essais d'arrachement .....	71
4.2.1	Résistance à l'arrachement .....	71
4.2.2	Longueur ancrée versus charge de rupture .....	76
4.2.3	Evaluation de la résistance au cisaillement roche- coulis .....	78
4.2.4	Répartition des contraintes le long des ancrages instrumentés .....	79
4.3	Analyse des essais de fluage .....	87
4.3.1	Longueur ancrée versus charge critique de fluage ..	87
4.3.2	Charge critique de fluage versus charge de rupture	88
4.3.3	Courbes de fluage .....	89
4.3.4	Déplacements à la charge critique .....	90
4.3.5	Répartition des contraintes le long des ancrages instrumentés .....	91
4.4	Analyse des essais de relaxation .....	93
4.4.1	Pertes de charge instantannées au blocage .....	94
4.4.2	Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps .....	95
4.4.2.1	Ancrages injectés avec le coulis de ciment	96
4.4.2.2	Ancrages injectés avec la résine.....	103
5.	PRÉSENTATION DES TRAVAUX THÉORIQUES: ANALYSE PAR ELEMENTS FINIS DU COMPORTEMENT A L'ARRACHEMENT .....	107
5.1	Introduction .....	107
5.2	Etude du comportement à l'arrachement d'ancrages injectés dans une roche par utilisation de la méthode des éléments finis .....	107
5.2.1	Formulation par élément fini .....	108
5.2.1.1	Elément isoparamétrique quadrilatéral à huit noeuds et dérivation de la matrice de rigidité .....	109
5.2.1.2	Le programme informatique Arrachement ....	115
6.	DISCUSSION DES RÉSULTATS THÉORIQUES: UTILISATION DU PROGRAMME INFORMATIQUE ARRACHEMENT .....	125
6.1	Introduction .....	125
6.2	Applications effectuées avec le programme informatique Arrachement .....	125
6.2.1	Illustration de la répartition des contraintes, des déformations et des déplacements élastiques ...	126

6.2.2	Influence des modules d'élasticité du coulis et de la roche, de la longueur ancrée et du diamètre du trou de forage sur la répartition des contraintes élastiques .....	127
6.2.3	Etude sur la rupture de l'ancrage .....	129
7.	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....	134
7.1	Conclusions générales .....	134
7.2	Recommandations .....	142
ANNEXES		
A.	Essais de compression uniaxiale et de compression triaxiale sur la roche .....	287
B.	Caractéristiques de la tige Dywidag .....	291
C.	Essais de compression uniaxiale et de compression triaxiale sur le coulis de ciment C2 .....	293
D.	Construction et calibration des cellules de charge .....	297
E.	Exploitation des résultats obtenus à partir des jauges de déformation .....	300
BIBLIOGRAPHIE .....		303

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Contraintes de design et facteurs de sécurité pour les tiges d'acier, employés en pratique (LITTLEJOHN et BRUCE (48)) .....	145
Tableau 2.2	Contraintes admissibles et facteurs de sécurité recommandés pour les tirants d'ancrage (LITTLEJOHN et BRUCE (48)).....	146
Tableau 2.3	Caractéristiques géométriques du cône employés en pratique (LITTLEJOHN et BRUCE (48)) .....	147
Tableau 2.4	Contrainte de cisaillement maximum admissible à utiliser dans le calcul de la capacité d'arrachement d'un ancrage en utilisant la théorie basée sur le cône de rupture (YAP et RODGER (85)) .....	148
Tableau 2.5	Calcul de la profondeur nécessaire d'un ancrage pour éviter la rupture du massif rocheux (HOBST (35))....	149
Tableau 2.6	Adhérences roche-coulis recommandées ou utilisées en pratique (LITTLEJOHN et BRUCE (48)) .....	150
Tableau 2.7	Longueurs de scellement pour les tiges injectées recommandées ou utilisées en pratique (LITTLEJOHN et BRUCE (48)) .....	151
Tableau 2.8	Compilation des données et des résultats de plusieurs essais (HORVATH et KENNEY (39)) .....	152
Tableau 2.9	Variations du rapport de résistance $R_S$ en fonction de la résistance en compression uniaxiale la plus faible du béton ou de la roche, $f'_w$ , (HORVATH et KENNEY (39))	153
Tableau 2.10	Caractéristiques mécaniques des constituants, utilisées dans l'analyse par éléments finis (YAP et RODGER (85)) .....	153
Tableau 2.11	Adhérences tige-coulis recommandées ou utilisées en pratique (LITTLEJOHN et BRUCE (48)) .....	154
Tableau 2.12	Relation entre la résistance en compression du coulis de scellement et la contrainte de cisaillement au niveau du contact tige-coulis (BROWN (18)) .....	155
Tableau 2.13	Adjuvants couramment utilisés dans le coulis pour l'injection des ancrages (LITTLEJOHN et BRUCE (48))	156
Tableau 2.14	Valeurs du rapport eau/ciment (E/C), recommandées ou utilisées en pratique pour l'injection des ancrages (LITTLEJOHN et BRUCE (48)) .....	157

Tableau 2.15	Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés (FARMER (28)) .....	158
Tableau 2.16	Pertes de charge des ancrages du barrage Cheurfas (BRUCE (19)) .....	158
Tableau 2.17	Sommaire et analyse des pertes de charge (LITTLEJOHN et BRUCE (49)) .....	159
Tableau 3.1	Résumé des caractéristiques mécaniques de la roche	160
Tableau 3.2	Résumé des caractéristiques mécaniques de l'acier de la tige d'ancrage .....	161
Tableau 3.3	Identification des produits de scellement à base de ciment .....	162
Tableau 3.4	Résumé des caractéristiques mécaniques des différents produits de scellement .....	163
Tableau 3.5	Caractéristiques géométriques des ancrages scellés avec le coulis C2 et utilisés pour les essais d'arrachement .....	164
Tableau 3.6	Caractéristiques géométriques des ancrages scellés avec les coulis de ciment C1, C3 et C4 et utilisés pour les essais d'arrachement .....	165
Tableau 3.7	Caractéristiques géométriques des ancrages scellés avec la résine époxy et utilisés pour les essais d'arrachement .....	166
Tableau 3.8	Caractéristiques géométriques des ancrages scellés avec le coulis de ciment C2 et utilisés pour les essais de fluage .....	167
Tableau 3.9	Caractéristiques géométriques des ancrages scellés avec la résine époxy et utilisés pour les essais de fluage .....	168
Tableau 3.10	Caractéristiques géométriques des ancrages scellés avec le coulis C2 et la résine époxy utilisés pour les essais de relaxation .....	169
Tableau 3.11	Dates des mises en tension et blocage et les valeurs des charges initiales pour les ancrages scellés avec le coulis C2 et soumis aux essais de relaxation ....	170
Tableau 3.12	Dates des mises en tension et blocage et les valeurs des charges initiales pour les ancrages scellés avec la résine époxy et soumis aux essais de relaxation	171

Tableau 4.1	Résumé des charges de rupture, des contraintes moyennes de cisaillement mobilisées à la rupture et des modes de rupture obtenus des essais d'arrachement sur les ancrages scellés avec le coulis de ciment C2 ...	172
Tableau 4.2	Résumé des charges de rupture, des contraintes moyennes de cisaillement mobilisées à la rupture et des modes de rupture obtenus des essais d'arrachement sur les ancrages scellés avec les coulis de ciment C1, C3 et C4 .....	173
Tableau 4.3	Résumé des charges de rupture, des contraintes moyennes de cisaillement mobilisées à la rupture et des modes de rupture, obtenus des essais d'arrachement sur les ancrages scellés avec la résine époxy .....	174
Tableau 4.4	Résumé de la moyenne des valeurs de $\tau_{t-c}$ ultime et de la valeur du rapport $\tau_{t-c}$ ultime/ $C_o$ pour les différents produits de scellement utilisés .....	175
Tableau 4.5	Valeurs des charges aux différentes étapes de chargement pour les essais d'arrachement sur les ancrages instrumentés .....	176
Tableau 4.6	Résumé des charges critiques de fluage et des contraintes moyennes de cisaillement mobilisées au seuil de fluage, obtenus des essais de fluage sur les ancrages scellés avec le coulis C2 .....	177
Tableau 4.7	Résumé des charges critiques de fluage et de contraintes moyennes de cisaillement mobilisées au seuil de fluage, obtenues des essais de fluage sur les ancrages scellés avec la résine époxy. ....	178
Tableau 4.8	Pertes de charges au blocage obtenues sur les ancrages injectés avec le coulis de ciment C2 .....	179
Tableau 4.9	Pertes de charge au blocage obtenues sur les ancrages injectés avec de la résine époxy .....	180
Tableau 4.10	Résultats des charges résiduelles et des pertes de charge obtenues pour la première mise en tension et blocage des ancrages injectés avec le coulis C2 ....	181
Tableau 4.11	Résumé des pertes de charge rapides (phase I) et des pertes de charge finales relevées lors de la deuxième mise en tension et blocage des ancrages injectés avec le coulis C2 .....	182
Tableau 4.12	Comparaison entre les pertes de charge finales déduites de l'essai de mesure de la charge résiduelle et les pertes de charge finales relevées sur les cellules de charge lors de la deuxième mise en tension et blocage des ancrages injectés avec le coulis C2 ....	183

Tableau 4.13	Résumé des pertes de charge finales relevées lors de la deuxième mise en tension et blocage des ancrages injectés avec le coulis C2 .....	184
Tableau 4.14	Résumé des pertes de charge rapides (phase I) et des pertes de charge finales relevées lors de la troisième mise en tension et blocage des ancrages injectés avec le coulis C2 .....	185
Tableau 4.15	Résumé des pertes de charge finales relevées lors de la troisième mise en tension et blocage des ancrages injectés avec le coulis C2 .....	186
Tableau 4.16	Résumé des pertes de charge moyennes relevées lors des trois phases de mise en tension et blocage des ancrages injectés avec le coulis de ciment C2 .....	187
Tableau 4.17	Résultats des charges résiduelles et des pertes de charge obtenues pour la première mise en tension et blocage des ancrages injectés avec de la résine ....	188
Tableau 4.18	Résumé des charges résiduelles et des pertes de charge relevées sur des ancrages injectés avec de la résine et installés dans le barrage Manic 5-PA (Service Géologie et Géotechnique de l'Hydro-Québec)	189
Tableau 4.19	Résumé des pertes de charge rapides (phase I) et des pertes de charge finales relevées lors de la deuxième mise en tension et blocage des ancrages injectés avec de la résine .....	190
Tableau 4.20	Résumé des pertes de charge finales relevées lors de la deuxième mise en tension et blocage des ancrages injectés avec de la résine .....	191
Tableau 6.1	Sommaire des valeurs des paramètres mécaniques introduites dans le programme Arrachement.....	192
Tableau 6.2	Résultats théoriques versus résultats expérimentaux pour l'arrachement des ancrages injectés avec le coulis C2 .....	193
Tableau 6.3	Résultats théoriques versus résultats expérimentaux pour l'arrachement des ancrages injectés avec les produits de scellement R, C1, C3 et C4 .....	194

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Schéma d'un ancrage actif injecté .....	195
Figure 1.2	Séquence des approches de l'étude .....	196
Figure 2.1	Vue des ancrages actifs utilisés pour renforcer le barrage des Cheurfas en Algérie (KHAOUA et al. (42)).	197
Figure 2.2	Exemples d'utilisation des ancrages (suite) .....	198
Figure 2.3	Exemples d'utilisation des ancrages (suite) .....	199
Figure 2.4	Exemples d'utilisation des ancrages .....	200
Figure 2.5	Illustration des quatre modes de rupture d'un ancrage injecté .....	201
Figure 2.6	Rupture du massif rocheux (a) un seul ancrage (b) plusieurs ancrages .....	202
Figure 2.7	Variations de $\tau_{moy}$ en fonction de $f'_w$ (HORVATH et KENNEY (39)) .....	203
Figure 2.8	Variations de $R_s$ en fonction de $f'_w$ (HORVATH et KENNEY (39)) .....	203
Figure 2.9	Variations de $R_s$ en fonction du diamètre du pieu (HORVATH et KENNEY (39)) .....	204
Figure 2.10	Géométrie du modèle d'ancrage (a) définition des axes (b) modèle d'éléments finis (COATES et YU (23)) .....	204
Figure 2.11	Variations de la contrainte de cisaillement en fonction de la profondeur de l'ancrage pour diverses valeurs de $E_a/E_r$ (COATES et YU (23)) .....	205
Figure 2.12	Variations de la contrainte verticale en fonction de la profondeur de l'ancrage pour diverses valeurs de $E_a/E_r$ (COATES et YU (23)) .....	205
Figure 2.13	Mécanismes hypothétiques de la rupture d'un ancrage injecté (PHILIPS (67)) .....	206
Figure 2.14	Variations des contraintes de cisaillement le long d'un ancrage pour diverses valeurs de $E_a/E_r$ (HOLLINGSHEAD (38)) .....	207

Figure 2.15	Géométrie du modèle d'ancrage (a) simulation par éléments finis (b) progression de l'écoulement plastique dans le coulis (HOLLINGSHEAD (38)) .....	207
Figure 2.16	Distribution des contraintes axiales dans la tige et des contraintes de cisaillement au contact tige-coulis (HOLLINGSHEAD (38)) .....	208
Figure 2.17	Contraintes verticales et de cisaillement le long d'un ancrage ancré sur 0,75 m et soumis à une charge de 400 kN (YAP et RODGER (85)) .....	209
Figure 2.18	Déformations verticales et de cisaillement le long d'un ancrage ancré sur 0,75 m et soumis à une charge de 400 kN (YAP et RODGER (85)) .....	210
Figure 2.19	Diagramme idéalisé des composantes majeures de l'adhérence .....	211
Figure 2.20	Evolution de la distribution des contraintes de cisaillement (en haut) et des déformations axiales le long d'une tige crénelée de béton armé (GILKEY et al. (31)) .....	211
Figure 2.21	Distribution théorique des contraintes le long d'un ancrage (PHILIPS (67)) .....	212
Figure 2.22	Distribution de la charge le long d'un ancrage en assumant $LA/d$ grand (PHILIPS (67)) .....	212
Figure 2.23	Modèle de comportement, évolution de la répartition des contraintes de cisaillement au cours de l'arrachement d'un ancrage (MARTIN (54)) .....	213
Figure 2.24	Résultats obtenus par NATAU et WULLSHLAGER (62) (a) distribution des contraintes de traction et de cisaillement (b) distribution des contraintes de cisaillement au niveau du contact tige-coulis .....	214
Figure 2.25	Distribution de la déformation axiale le long de la tige dans la zone ancrée (MULLER (61)) .....	215
Figure 2.26	Distribution des contraintes de cisaillement calculées des jauges de déformation (BERARDI (17)) .....	215
Figure 2.27	Distribution de la charge le long de la zone ancrée d'ancrages instrumentés (BERARDI (17)) .....	216
Figure 2.28	Résultats obtenus par FARMER (28) .....	217

Figure 2.29	Distribution des charges et des charges résiduelles le long de la zone injectée d'ancrages instrumentés (SHIELDS et al. (81)) .....	218
Figure 2.30	Procédure utilisée pour déterminer la charge critique d'un ancrage injecté (SECURITAS (79)) .....	219
Figure 2.31	Valeurs de la charge critique de fluage, $T_c$ , pour des paliers de chargement de une heure et six heures (BUSTAMANTE et al. (20)) .....	220
Figure 2.32	Résultat de la perte de charge d'un ancrage (MOSCHER et MATT (60)) .....	220
Figure 2.33	Résultats d'essai de relaxation de deux ancrages (BARRON et al. (12)) .....	221
Figure 2.34	Perte de charge en fonction du temps des ancrages ayant servi pour le réaménagement du port de Dovonport (LITTLEJOHN et BRUCE (49)) .....	222
Figure 3.1	Vue générale du site .....	223
Figure 3.2	Vue de l'emplacement pour l'installation des ancrages .....	223
Figure 3.3	Vue des carottes prélevées de massif rocheux en chantier par carottage au diamant .....	224
Figure 3.4	Représentation schématique d'un ancrage injecté avec un coulis de ciment usuel et avec un coulis de ciment expansif .....	225
Figure 3.5	Représentation schématique des ancrages .....	226
Figure 3.6	Forage des trous pour l'installation des ancrages (a) vue du trépan de forage utilisé (b) vue du système de guidage et forage des trous ...	227
Figure 3.7	Instrumentation de tiges d'ancrage à l'aide de jauges de déformation .....	228
Figure 3.8	Montage de l'essai sur les ancrages (a) vue des appareils (b) détail des appareils .....	229
Figure 3.9	Vue montrant le tensionnement et le blocage d'un ancrage .....	230
Figure 3.10	Vue d'un ancrage équipé d'une cellule de charge, après l'opération de blocage .....	231
Figure 3.11	Vue d'ensemble des ancrages équipés de cellules de charge pour les essais de relaxation en chantier ....	232

Figure 4.1	Cisaillement du coulis par les crénelures de la tige	233
Figure 4.2	Charge de rupture en fonction de la longueur ancrée	234
Figure 4.3	Contrainte de cisaillement à la rupture au niveau du contact tige-coulis en fonction de la longueur ancrée	235
Figure 4.4	Détermination de la charge d'arrachement ou de rupture des ancrages .....	236
Figure 4.5	Distribution de la déformation axiale le long de la tige en fonction de la charge d'arrachement (C2AI260)	237
Figure 4.6	Distribution de la déformation axiale le long de la tige en fonction de la charge d'arrachement (C2AI350)	238
Figure 4.7	Distribution de la déformation axiale le long de la tige en fonction de la charge d'arrachement (C2AI500)	239
Figure 4.8	Distribution de la déformation axiale le long de la tige en fonction de la charge d'arrachement (C2AI710)	240
Figure 4.9	Distribution de la déformation axiale le long de la tige en fonction de la charge d'arrachement (C2AI1060)	241
Figure 4.10	Distribution de la déformation axiale le long de la tige en fonction de la charge d'arrachement (C2AI1510)	242
Figure 4.11	Distribution de la contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis en fonction de la charge d'arrachement (C2AI260 et C2AI350) .....	243
Figure 4.12	Distribution de la contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis en fonction de la charge d'arrachement (C2AI500 et C2AI710) .....	244
Figure 4.13	Distribution de la contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis en fonction de la charge d'arrachement (C2AI1060 et C2AI1510) .....	245
Figure 4.14	Distribution de la déformation axiale le long de la tige et de la contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis au retour à la charge d'assise (C2AI350) .....	246
Figure 4.15	Distribution de la déformation axiale le long de la tige et de la contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis au retour à la charge d'assise (C2AI500) .....	247
Figure 4.16	Distribution de la déformation axiale le long de la tige et de la contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis au retour à la charge d'assise (C2AI710) .....	248

Figure 4.17	Mécanisme probable d'inversion des contraintes de cisaillement .....	249
Figure 4.18	Charge critique de fluage en fonction de la longueur ancrée .....	250
Figure 4.19	Charge critique de fluage versus charge de rupture pour les ancrages injectés avec le coulis de ciment C2 .....	251
Figure 4.20	Charge critique de fluage versus charge de rupture pour les ancrages injectés avec la résine époxy R .....	252
Figure 4.21	Résultats typiques d'un essai de fluage (C2F350) ....	253
Figure 4.22	Résultats typiques d'un essai de fluage (RF320) ....	254
Figure 4.23	Longueur ancrée versus déplacement au seuil de fluage	255
Figure 4.24	Distribution des contraintes de cisaillement le long du contact tige-coulis pour un essai de fluage (C2FI250) .....	256
Figure 4.25	Distribution des contraintes de cisaillement le long du contact tige-coulis pour un essai de fluage (C2FI1000) .....	257
Figure 4.26	Distribution des contraintes de cisaillement le long du contact tige-coulis pour un essai de fluage (C2FI1000) .....	258
Figure 4.27	Recul de l'ancrage versus charge appliquée par le vérin dans l'ancrage .....	259
Figure 4.28	Exemple typique de la détermination de la charge résiduelle dans un ancrage préalablement tensionné et bloqué .....	260
Figure 4.29	Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (2ième mise en tension et blocage) .....	261
Figure 4.30	Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (2ième mie en tension et blocage) .....	262
Figure 4.31	Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (2ième mise en tension et blocage) .....	263
Figure 4.32	Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (3ième mise en tension et blocage) .....	264
Figure 4.33	Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (3ième mise en tension et blocage) .....	265

Figure 4.34	Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (3ième mise en tension et blocage) .....	266
Figure 4.35	Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (3ième mise en tension et blocage) .....	267
Figure 4.36	Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (3ième mise en tension et blocage) .....	268
Figure 4.37	Evolution de la perte de charge en fonction de la charge initiale dans l'ancrage (ancrages injectés avec le coulis de ciment C2) .....	269
Figure 4.38	Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (2ième mise en tension et blocage) .....	270
Figure 4.39	Comparaison entre les pertes de charge relevées sur les ancrages injectés avec le coulis de ciment C2 et avec la résine (figure complémentaire à la Figure 4.37) .....	271
Figure 5.1	Elément isoparamétrique à huit noeuds et la représentation de l'ancrage utilisée dans la modélisation par éléments finis .....	272
Figure 5.2	Organigramme du programme principal d'Arrachement ...	273
Figure 5.3	Configuration du maillage typique utilisé pour les applications d'Arrachement .....	274
Figure 6.1	Contraintes verticales et déformations verticales et radiales le long d'un ancrage injecté sur 500 mm et soumis à une charge de 100 kN .....	275
Figure 6.2	Contraintes et déformations de cisaillement le long d'un ancrage injecté sur 500 mm et soumis à une charge de 100 kN .....	276
Figure 6.3	Déplacement vertical pour un ancrage injecté sur 500 mm et soumis à une charge de 100 kN .....	277
Figure 6.4	Influence du module d'élasticité de la roche sur la distribution des contraintes le long d'un ancrage injecté .....	278
Figure 6.5	Influence du module d'élasticité du coulis sur les variations des contraintes de cisaillement le long d'un ancrage injecté pour plusieurs valeurs du module d'élasticité de la roche .....	279

Figure 6.6	Influence de la longueur ancrée sur la distribution des contraintes .....	280
Figure 6.7	Influence du diamètre du trou de forage sur la distribution des contraintes .....	281
Figure 6.8	Charges de rupture théoriques versus charges de rupture expérimentales pour les ancrages injectés avec le coulis C2 .....	282
Figure 6.9	Evolution de la rupture prédite par Arrachement pour des ancrages injectés avec le coulis C2 .....	283
Figure 6.10	Evolution de la rupture prédite par Arrachement pour des ancrages injectés sur une longueur de 350 mm avec les produits R, C1, C2, C3 et C4 .....	284
Figure 6.11	Distributions des contraintes axiales le long de la tige et des contraintes de cisaillement (LA = 500 mm)	285
Figure 6.12	Distributions des contraintes axiales le long de la tige et des contraintes de cisaillement (LA = 1510 mm)	286
Figure A1	Courbe contrainte versus déformations pour un essai typique de compression uniaxiale sur un échantillon de roche .....	288
Figure A2	Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne de la roche .....	289
Figure A3	Courbe contrainte versus déformations pour des essais de compression triaxiale sur des échantillons de roche	290
Figure B1	Courbe contrainte versus déformation pour un essai de tension uniaxiale sur une éprouvette confectionnée à partir d'une tige Dywidag .....	292
Figure C1	Contrainte versus déformations pour un essai typique de compression uniaxiale sur un échantillon de coulis de ciment C2 .....	294
Figure C2	Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne du coulis de ciment C2 .....	295
Figure C3	Courbes contrainte versus déformations pour des essais de compression triaxiale sur des échantillons de coulis de ciment C2 .....	296

Figure D1	Cellule de charge: construction, forme et dimensions	298
Figure D2	Courbe de calibration typique d'une cellule de charge	299

## LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

A	: paramètre de PHILIPS
$A_e$	: paramètre d'écrouissage
[B]	: matrice de transformation
[C]	: matrice des constantes élastiques
$[C_{ep}]$	: matrice élastoplastique
$C_o$	: résistance en compression uniaxiale d'un matériau
D	: diamètre du trou de forage
E	: module d'élasticité
$E_a$	: module d'élasticité de l'acier
$E_c$	: module d'élasticité du coulis de scellement
$E_r$	: module d'élasticité de la roche
E/C	: rapport de la masse eau/ciment
F	: fonction décrivant l'écoulement plastique
$J_2$	: deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatrices, $S_{ij}$
$J_3$	: troisième invariant du tenseur des contraintes déviatrices, $S_{ij}$
[J]	: matrice Jacobienne
[K]	: matrice de rigidité globale
LA	: longueur ancrée, injectée ou scellée
LL	: longueur libre
LT	: longueur ou profondeur du trou foré
$N_i$	: fonctions d'interpolation
P	: charge dans l'ancrage
$P_{a.p.v.}$	: charge au blocage de l'ancrage avec la pression dans le vérin
$P_{crit.}$	: charge critique de fluage

$P_i$	: charge initiale dans l'ancrage ou charge de blocage
$P_{rés.}$	: charge résiduelle dans l'ancrage
$P_{rupt.}$	: charge de rupture lors des essais d'arrachement
$Q$	: fonction décrivant le potentiel plastique
$T_o$	: résistance en traction simple
$c$	: cohésion d'un matériau
$d$	: diamètre de la tige d'acier
$[k]$	: matrice de rigidité élémentaire
$n$	: nombre de noeuds d'un élément fini
$p.a.$	: pas arraché
$r-c$	: roche-coulis
$(r, z)$	: coordonnées globales du système axisymétrique
$(r_i, z_i)$	: coordonnées des noeuds d'un élément fini
$(s, t)$	: coordonnées locales de l'élément fini
$t$	: temps
$t.$	: tige d'acier
$t-c$	: tige-coulis
$u$	: déplacement horizontal (selon l'axe $r$ )
$\{u\}$	: vecteur des déplacements nodaux d'un élément fini
$v$	: déplacement vertical (selon l'axe $z$ )
$vol$	: volume d'un élément fini
$x$	: distance entre le haut de la zone ancrée (extrémité tendue de l'ancrage) et le point considéré
$\Delta l$	: déplacement total de la tête de l'ancrage
$\Delta l_e$	: déplacement élastique de la tête de l'ancrage
$\Delta l_c$	: déplacement total de la tête de l'ancrage après une heure de fluage pour une charge équivalente au seuil de fluage
$\Delta_r$	: recul de l'ancrage
$\pi$	: 3,1416

$\phi$	:	angle de frottement interne d'un matériau
$\phi_r$	:	angle de frottement résiduel d'un matériau
$\psi$	:	angle de dilatation d'un matériau
$\alpha$	:	angle de déflexion
$\theta$	:	angle de Lode
$\nu$	:	coefficient de Poisson
$\sigma$	:	symbole représentant une contrainte normale
$\sigma_{\text{él.}}$	:	contrainte de limite élastique de la tige d'acier
$\sigma_r$	:	contrainte de limite de rupture de la tige d'acier
$\sigma_m$	:	contrainte moyenne
$\sigma_{\text{init.}}$	:	contrainte initiale
$\sigma_e$	:	contrainte effective
$\sigma_t$	:	contrainte au temps t
$(\sigma_r, \sigma_z, \tau_{rz}, \sigma_\theta)$	:	composantes de contrainte axisymétrique
$d\sigma$	:	incrément de contrainte
$\sigma_{ij}$	:	tenseur de contrainte
$\varepsilon$	:	symbole représentant une déformation
$\varepsilon_{\text{él.}}$	:	déformation de limite élastique de la tige d'acier
$\varepsilon_r$	:	déformation de limite de rupture de la tige d'acier
$\varepsilon_{\text{init.}}$	:	déformation initiale
$\varepsilon_e$	:	déformation effective
$d\varepsilon$	:	incrément de déformation
$\varepsilon_{ij}$	:	tenseur de déformation
$(\varepsilon_r, \varepsilon_z, \gamma_{rz}, \varepsilon_\theta)$	:	composante de déformation axisymétrique
$\tau$	:	symbole représentant une contrainte de cisaillement
$\tau_{\text{max}}$	:	contrainte de cisaillement maximum
$\tau_x$	:	contrainte de cisaillement à une profondeur x du haut de la zone ancrée

- $\tau_{t-c}$  : contrainte de cisaillement au contact tige-coulis
- $\tau_{r-c}$  : contrainte de cisaillement au contact roche-coulis
- { } : symbole représentant un vecteur
- [ ] : symbole représentant une matrice

## CHAPITRE 1

### INTRODUCTION

#### 1.1 Aspects d'un ancrage actif injecté dans un massif rocheux

Un ancrage actif injecté dans un massif rocheux (figure 1.1) est composé généralement d'un système de liaison (longueur injectée avec un coulis de scellement) qui sert à retenir la tige d'acier dans un trou foré dans le massif rocheux, d'une longueur libre et d'une plaque d'appui en surface qui permet l'assise d'un écrou servant au blocage de l'ancrage à une force de tension. Cette force de tension exercée sur l'acier est transférée au massif rocheux à travers le coulis de scellement. Ce transfert des charges de la tige d'acier au massif rocheux se fait par une action d'adhérence ou de cisaillement le long des contacts tige-coulis et roche-coulis. La longueur ancrée ou injectée demeure le paramètre géométrique important à déterminer lors de la conception; les diamètres de la tige d'acier et du trou de forage étant normalisés.

Habituellement la tige d'acier est une tige crénelée de type Dywidag (acier à très haute limite élastique); quant au coulis de scellement il est soit un coulis à base de ciment portland ou soit une résine à base d'époxy.

De point de vue dimensionnement et conception d'un ancrage actif injecté on doit s'assurer que:

1. Le tensionnement ou la mise en tension de l'ancrage jusqu'à la charge de blocage désirée n'engendrera pas la rupture ou la ruine par arrachement de l'ancrage;
2. Les pertes de charge, après blocage de l'ancrage, sous les effets du

fluage ne feront pas chuter la charge dans l'ancrage en deça de la charge requise ou nécessaire pour la stabilité de l'ouvrage retenu.

## 1.2 Etat du problème

Les ancrages actifs injectés dans les massifs rocheux voient leur utilisation de plus en plus répandue, que ce soit pour ancrer des structures sollicitées en traction ou stabiliser des éléments qui sinon seraient instables: talus rocheux, murs de soutènement, culées de ponts, appuis de barrage... A l'origine ils étaient utilisés particulièrement comme éléments provisoires de soutènement, comme par exemple dans les excavations souterraines. Aujourd'hui ils sont de plus en plus, sinon dans la majorité des cas, employés comme éléments structuraux définitifs pour assurer de façon permanente la sécurité et la stabilité de l'ouvrage qu'ils retiennent.

Si l'emploi des ancrages actifs injectés dans les massifs rocheux s'intensifie et se généralise, surtout au cours de ces dernières années où leur champ d'application s'est considérablement élargi, leur comportement tant à l'arrachement qu'au fluage demeure très peu connu. Pour pallier à cette déficience on utilise des coefficients de sécurité importants par la mise en place de longueurs ancrées très élevées; des essais très longs et coûteux sont d'autre part exécutés sur le chantier pour contrôler la compétence et le comportement de l'ancrage une fois qu'il est installé. La conception et le dimensionnement des ancrages sont basés sur l'expérience et ainsi l'ingénieur de moindre expérience qui a à résoudre ce problème éprouve des difficultés.

Une revue des connaissances, présentée dans le chapitre suivant, révèle que:

1. Les méthodes de dimensionnement et de conception actuelles sont trop empiriques;
2. Il existe d'importantes incertitudes et contradictions particulièrement en regard: au mécanisme de transfert des charges de la tige d'acier au massif rocheux, à la distribution des contraintes le long de l'ancrage et au mécanisme de rupture;
3. Les quelques travaux théoriques relatifs à l'étude du comportement à l'arrachement sont d'une analyse simple et n'ont pas été en général confrontés à des résultats expérimentaux afin de vérifier leur validité;
4. Enfin les travaux expérimentaux relatifs à l'étude du comportement en fonction du temps, fluage de l'ancrage, sont trop peu nombreux et n'éclaircissent pas de façon convenable le phénomène.

Compte tenu de ces observations précédentes et aussi à cause de la croissance sans cesse continuelle de l'utilisation des ancrages et de la demande également grandissante d'ancrages à haute capacité, il y a définitivement un grand besoin d'entreprendre des travaux afin de mettre au point des recommandations plus appropriées pour le dimensionnement avec des facteurs de sécurité plus réalistes.

La ruine d'un ancrage injecté dans un massif rocheux peut se faire par un ou une combinaison de modes suivants:

1. Rupture de la tige d'acier;
2. Rupture du scellement au niveau des contacts tige-scellement ou roche-scellement;
3. Rupture du massif rocheux.

L'analyse du problème d'ancrages injectés dans les massifs rocheux est définitivement très complexe car les paramètres impliqués sont nombreux

dont plusieurs sont difficiles à prédire et à analyser. Une difficulté majeure est l'hétérogénéité du massif rocheux; en général presque tous les massifs rocheux contiennent des discontinuités tels que: (joints, failles, diaclases...), des zones de schistosité ou des fissures; la géométrie et l'orientation de tels éléments sont extrêmement variables, donc difficiles à étudier et à analyser. De ce fait, on a décidé d'orienter cette présente étude seulement pour les ancrages injectés dans les massifs rocheux homogènes et continus, ce qui serait relativement plus facile à maîtriser. Avec ceci on peut mener une étude approfondie et qui conséquemment pourrait être étendue pour l'étude du comportement d'ancrages injectés dans les massifs rocheux hétérogènes.

### 1.3 But et énoncé de l'étude proposée

La présente étude consiste à examiner le comportement à l'arrachement et au fluage des ancrages verticaux actifs injectés dans un massif rocheux homogène afin d'établir des recommandations plus appropriées et réalistes pour le dimensionnement et la conception.

La séquence des approches de l'étude est illustrée dans la figure 1.2. Ainsi les moyens qui ont été mis en oeuvre se composent de:

#### (i) Travaux expérimentaux

Ces travaux ont porté sur:

- A. Essais d'arrachement, de fluage et de relaxation sur des ancrages verticaux installés en chantier dans une roche massive et homogène. Le paramètre géométrique qui a été varié et étudié est la longueur ancrée.

Les produits de scellement utilisés sont soit une résine époxy ou des coulis de ciment conventionnels avec l'ajout ou la substitution au ciment des produits suivants: agent expansif (poudre d'aluminium), superplastifiant, fumée de silice, sable d'Ottawa. Plusieurs ancrages ont été instrumentés à l'aide de jauges de déformation qui furent collées sur la tige d'acier. Les ancrages destinés pour l'étude de la relaxation furent équipés de cellule de charge. A partir des résultats obtenus, nous avons pu notamment illustrer:

1. L'influence de la longueur ancrée et du type du produit de scellement sur la charge de rupture, le mode de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée, la charge critique de fluage et l'évolution des pertes de charges;
  2. La répartition des contraintes le long de l'ancrage en fonction de la charge appliquée (essai d'arrachement) et en fonction de la charge appliquée et du temps (essai de fluage);
  3. Le mécanisme de rupture tel mis en évidence par les ancrages instrumentés.
- B. Essais en laboratoire pour l'étude du comportement et la détermination des paramètres mécaniques de l'acier de la tige d'ancrage, des produits de scellement et de la roche prélevée au site qui a servi pour l'installation des ancrages. Les paramètres mécaniques obtenus furent nécessaires pour l'interprétation des résultats obtenus des essais sur les ancrages d'une part et pour la simulation par éléments finis d'autre part (travaux théoriques).

## (ii) Travaux théoriques

Ces travaux ont porté sur l'analyse théorique du comportement à l'arrachement par utilisation de la méthode des éléments finis. Les éléments finis utilisés sont des éléments axisymétriques isoparamétriques et quadrilatéraux à huit noeuds avec un comportement élastoplastique.

Le programme informatique conçu (Arrachement) nous a permis notamment de :

1. Prédire la charge de rupture;
2. Déterminer la progression de la rupture à mesure que la charge appliquée augmente;
3. Préciser le mécanisme de transfert des charges;
4. Examiner la distribution des contraintes le long de l'ancrage ainsi que l'influence des constantes élastiques des matériaux et de la géométrie de l'ancrage sur cette distribution.

### 1.4 Organisation de la thèse

Suite à ce chapitre 1 d'introduction, la thèse est organisée comme suit :

Le chapitre 2 est une revue des connaissances. On fait le point sur les connaissances actuelles en matière de dimensionnement, de répartition des contraintes et du phénomène de fluage pour les ancrages injectés.

Le chapitre 3 comprend la présentation des travaux expérimentaux, c'est-à-dire les essais en laboratoire et les essais sur les ancrages installés en chantier. Une discussion sur les résultats des essais en

laboratoire y est également présentée.

Le chapitre 4 est relatif à la discussion et à l'interprétation des résultats obtenus des essais sur les ancrages.

Le chapitre 5 porte sur la présentation des travaux théoriques. On traite les fondements de ces travaux qui sont basés sur la méthode des éléments finis et les aspects du programme informatique développé.

Le chapitre 6 se rattache à la présentation et à l'analyse des résultats théoriques obtenus à l'aide du programme informatique développé. Une comparaison entre ces résultats et les résultats expérimentaux y sera aussi présentée.

Le chapitre 7 porte sur les conclusions générales et plus particulièrement les incidences pratiques de cette recherche et l'orientation qui devrait être donnée aux recherches ultérieures dans ce domaine.

## CHAPITRE 2

### REVUE DES CONNAISSANCES

#### 2.1 Introduction

L'histoire des ancrages actifs injectés dans les massifs rocheux date de 1934 quand André COYNE, ingénieur français, recommanda leur utilisation pour le barrage Cheurfas en Algérie. Ce barrage poids en maçonnerie de 30 m de hauteur reposant sur du grès, fut construit durant les années 1880. Son rehaussement de 3 m en 1934, nécessita l'utilisation de 37 ancrages actifs afin d'assurer sa stabilité. Chaque ancrage, constitué de 630 fils d'acier, fut bloqué à une tension de 10 000 kN. Une vue de ces ancrages est montrée dans la figure 2.1 (KHAOUA et al. (42)). Depuis lors, il y a plusieurs autres barrages qui furent renforcés avec des ancrages. Citons parmi ceux-là les barrages suivants: Tansa en Inde (EVANS (27)), Mellege en Tunisie (MONTMARIN and TER-MINASSIAN (58)), Steenbras en Afrique du Sud (MORRIS (59)), Allt-Na-Lairige en Ecosse (BANKS (10)), Mont-Larron en France (TRAVAUX (84)), Argal au Royaume-Uni (MIDDLETON (56)) et Spullersee en Autriche (RUTTNER (73)).

Les ancrages injectés dans la roche ont été aussi utilisés depuis plusieurs années pour garantir la sécurité des excavations souterraines (centrales hydro-électriques, tunnels, travaux miniers...) et la stabilité des pentes. Certains auteurs rapportent que plusieurs millions de mètres d'ancrage sont installés chaque année dans le monde.

Les ancrages injectés dans les massifs rocheux ont de nombreuses applications en construction, surtout au cours de ces dernières années où leur champ d'application s'est considérablement élargi. Les figures 2.2 à

2.4 en illustrent divers exemples d'utilisation. Ainsi trois applications fondamentales peuvent être distinguées:

1. ancrages résistants à l'arrachement;
2. ancrages pour stabiliser les pentes;
3. ancrages pour soutenir et stabiliser les excavations souterraines.

Les ancrages du premier type sont verticaux ou légèrement inclinés, ceux du second type sont usuellement inclinés, tandis que les ancrages pour les travaux souterrains peuvent être d'inclinaisons diverses. Les méthodes de dimensionnement des ancrages pour ces trois catégories d'application dépendent de la connaissance, de l'expertise et du savoir-faire développés et appliqués respectivement par les ingénieurs en génie civil, les ingénieurs en stabilité des pentes rocheuses et les ingénieurs spécialisés en travaux de tunnels et de mines (BRUCE (19)).

Le cadre de cette recherche se limite à l'étude des ancrages verticaux actifs du premier type, résistants à l'arrachement.

Cette revue de littérature est constituée de deux parties:

- A. Une première partie dans laquelle on décrit les modes de rupture avec les méthodes de dimensionnement respectives utilisées en pratique. On fera également part des principales études théoriques et expérimentales relatives à la distribution des contraintes le long de l'ancrage ainsi que du mécanisme de transfert des charges à l'environnement rocheux;
- B. Dans la deuxième partie, on parle du comportement de l'ancrage en fonction du temps (fluage et relaxation) illustré en premier lieu par les phénomènes de fluage et de relaxation des tirants d'acier; en deuxième lieu, on rapporte quelques essais de fluage et de relaxation effectués sur des ancrages.

## 2.2 Modes de rupture

La rupture d'un ancrage injecté dans un massif rocheux peut se faire de quatre façons (figure 2.5):

1. Rupture du tirant d'acier;
2. Rupture du scellement au niveau du contact tige-coulis;
3. Rupture du scellement au niveau du contact roche-coulis;
4. Rupture du massif rocheux.

Nous présentons, ci-dessous l'analyse de ces différents modes de rupture tels que donnés dans la littérature, avec leurs solutions et les valeurs typiques utilisées en pratique.

### 2.2.1 Rupture du tirant d'acier

Le tirant d'acier d'un ancrage est généralement constitué d'une tige, de fils métalliques ou de torons. Les deux derniers présentent l'avantage d'avoir une haute limite de tension et sont plus faciles à transporter et à entreposer par rapport aux tiges. Cependant, on rapporte que les tiges sont facilement protégées contre la corrosion, d'installation simple et constituent la solution habituelle pour les ancrages courts (de faible à moyenne capacité).

Pour se prémunir contre la rupture du tirant d'acier d'un ancrage qu'il soit constitué d'une tige, de fils métalliques ou de torons, il suffit de vérifier que la contrainte dans l'acier est inférieure à la valeur de la contrainte de rupture. La section d'acier nécessaire est calculée à partir de la formule suivante:

$$A_t = \frac{P}{\sigma_{rup}} \quad (2.1)$$

- P = Charge de traction à supporter par le tirant  
 $\sigma_{rup}$  = Contrainte de rupture de l'acier du tirant  
 $A_t$  = Section nécessaire du tirant d'acier

Les tableaux 2.1 et 2.2 compilés par LITTLEJOHN et BRUCE (48), illustrent les valeurs des taux de travail, des contraintes ultimes ou de rupture et des facteurs de sécurité qui ont été utilisés ou recommandés en pratique. On voit que les facteurs de sécurité varient de 1,4 à 2,2 avec des taux de travail variant de 45% à 70% des contraintes ultimes.

Pour les ancrages définitifs (durée d'utilisation supérieure à 18 mois), la protection contre la corrosion de l'acier du tirant est très importante et doit être sérieusement considérée (SANGLERAT et SANGLERAT (76)). A titre indicatif, il est généralement admis de prendre en compte une perte de diamètre de 1 mm par 30 ans (Bureau SECURITAS (79)) pour un milieu moyennement agressif.

Notons enfin que les propriétés de la relaxation et des caractéristiques de surface du tirant d'acier sont également importantes. Elles seront discutées dans les prochaines sections.

### 2.2.2 Rupture du massif rocheux

Il est généralement admis que pour un ancrage isolé la surface de rupture de la roche considérée ici saine et homogène, adoptera la forme d'un cône inversé (figure 2.6a). La résistance ultime à l'arrachement est usuellement considérée égale au poids du cône de la roche mobilisée.

Dans le cas d'un groupe d'ancrages, les cônes de rupture se superposent pour former une nouvelle surface de rupture composée d'un plan vertical à l'intersection des cônes (figure 2.6b).

Bien qu'il existe un consensus général (48) pour ce type de rupture du cône inversé, les caractéristiques géométriques du cône à prendre en compte varient d'un auteur à l'autre. Les différences se situent au niveau du choix de la position du sommet du cône et de son angle au sommet, tel qu'illustré dans le tableau 2.3.

Peu de données sont disponibles sur les facteurs de sécurité employés avec ce type d'analyse, mais on relève que des valeurs de 3,0 (SCHMIDT (77)), 2,0 (RAWLINGS (70)) et 1,6 (LITTLEJOHN et TRUMAN-DAVIES (52)) ont été utilisées en pratique.

LITTLEJOHN et BRUCE (48) rapportent que la résistance au cisaillement de la roche développée le long de la surface de rupture est généralement ignorée dans la conception, bien que des travaux expérimentaux (10), (19) et (75) aient montré que cette résistance est un paramètre important qui devrait être inclus dans l'évaluation de la résistance à l'arrachement ultime en plus du poids du cône. Le tableau 2.4 compile les valeurs maximales des contraintes de cisaillement admissibles de la roche qui ont été recommandées.

HOBST (35) a proposé des formules pour déterminer la profondeur nécessaire d'un ancrage pour éviter la rupture du massif rocheux, tel qu'illustré dans le tableau 2.5. Ces formules ne tiennent compte de la résistance au cisaillement de la roche que dans le cas où la roche est saine et homogène. Des formules additionnelles furent mises au point par HOBST et ZAJIC (36) pour tenir compte de la disposition des ancrages ainsi que de la stratification du massif rocheux.

Etant donné la diversité des cas qui peuvent se présenter et la diversité des formules proposées, il est difficile de concevoir la longueur de scellement à adopter pour assurer la stabilité du massif rocheux.

Toutefois il est rassurant de savoir que selon LITTLEJOHN et BRUCE (48) si on utilise simplement le poids de la roche sollicitée lors de l'arrachement, comme critère de rupture, les résultats seront conservateurs. Ces mêmes auteurs suggèrent alors un facteur de sécurité égal à 1 dans une roche saine et de 2 à 3 dans une roche fracturée.

### 2.2.3 Rupture du scellement

La rupture du scellement d'un ancrage se fait au niveau des contacts tige-coulis ou roche-coulis dépendamment des facteurs suivants:

1. Caractéristiques mécaniques du coulis et de la roche;
2. Géométrie de l'ancrage (diamètres de la tige et du trou de forage);
3. Caractéristiques des surfaces de la tige et du trou de forage.

En général pour un ancrage injecté dans une roche massive, la rupture se fait dans le coulis au niveau du contact tige-coulis, tandis que dans le cas d'une roche tendre la rupture se fait dans la roche au niveau du contact roche-coulis.

Pour déduire la longueur de scellement nécessaire pour éviter ce type de rupture, les projeteurs assument invariablement une distribution uniforme des contraintes de cisaillement le long de l'ancrage. Des travaux expérimentaux et/ou théoriques ont cependant démontré de façon indiscutable que cette distribution est généralement non uniforme (s'approchant d'une forme exponentielle). La distribution des contraintes le long d'un ancrage, incluant celle des contraintes de cisaillement, est comme nous le verrons un peu plus loin influencée particulièrement par les modules d'élasticité du coulis et de la roche.

La distribution des contraintes fut étudiée de façon expérimentale avec des tiges munies de jauges de déformation et de façon théorique en utilisant la méthode des éléments finis. Les principaux résultats de ces travaux, les méthodes utilisées pour le dimensionnement ainsi que le rôle du scellement sur la capacité d'un ancrage vont être décrits et analysés ci-dessous.

### 2.2.3.1 Rupture du scellement au niveau du contact roche-coulis

#### (i) Procédure de dimensionnement et adhérence roche-coulis

La longueur de scellement nécessaire pour éviter la rupture au niveau du contact roche-coulis est calculée habituellement en considérant une contrainte d'adhérence ou de cisaillement  $\tau_{\text{roche-coulis}}$ , qui est mobilisée uniformément le long de la paroi du trou de forage d'où

$$LA = \frac{P}{\pi D \tau_{\text{roche-coulis}}} \quad (2.2)$$

LA	=	Longueur ancrée ou longueur de scellement
P	=	Charge d'arrachement
D	=	Diamètre du trou de forage
$\tau_{\text{roche-coulis}}$	=	Adhérence roche-coulis dépendant du type de coulis, des caractéristiques de surface du trou de forage et du type de roche

LITTLEJOHN et BRUCE (48) rapportent que cette approche de calcul est utilisée dans plusieurs pays tels que Canada (COATES, 1970), France

(FARGEOT, 1972), Italie (MASCARDI, 1973) et U.S.A. (WHITE, 1973) et est basée sur les hypothèses simples suivantes:

1. Le transfert de charge de l'ancrage à la roche s'effectue par la mobilisation d'une contrainte uniforme qui agit le long de tout le contact roche-coulis;
2. Le diamètre du trou de forage et de l'ancrage sont identiques;
3. La rupture se fait soit par glissement (trou lisse) ou soit par cisaillement dans le plus faible des deux matériaux, coulis ou roche (trou rugueux);
4. Il n'existe pas de joint ou de faiblesse de la roche où la rupture pourrait se produire;
5. Il n'y a pas de perte locale par décohésion: celle-ci survient simultanément le long de tout le contact roche-coulis.

Selon LITTLEJOHN et BRUCE (48), la résistance d'adhérence maximum à utiliser dans la conception ne doit pas excéder la moitié de la résistance au cisaillement minimale de la roche, mesurée sur des échantillons représentatifs du massif rocheux. Cette approche est appliquée pour la roche tendre où la résistance en compression uniaxiale est inférieure à 7 MPa et où le forage des trous est fait par rotation-percussion (48). Dans l'absence de données sur la résistance au cisaillement de la roche ou d'essais d'arrachement d'ancrages, LITTLEJOHN (47) rapporte que la résistance d'adhérence ultime est souvent prise égale au 1/10 de la résistance en compression uniaxiale des roches massives (100% de récupération) jusqu'à une valeur maximum,  $\tau_{\text{ultime}}$ , de 4,2 MPa, si la résistance en compression du coulis est supérieure ou égale à 42 MPa. Pour les massifs rocheux, avec une présence significative de matériaux altérés d'angle de frottement relativement bas, une valeur de 20-30% de la résistance en compression uniaxiale de la roche serait justifiée pour  $\tau_{\text{ultime}}$  (BRUCE (19)).

Pour le design dans les massifs de roches très tendres ou altérées, l'essai de pénétration standard est souvent exploité. Par exemple, pour le granite altéré, SUZUKI et al. (83) ont trouvé que la valeur de l'adhérence ultime peut être déterminée de l'équation suivante:

$$\tau_{\text{ultime}} \text{ (MPa)} = 0,007N + 0,12 \quad (2.3)$$

N = Nombre de coups pour 30 cm de pénétration.

De la même façon, LITTLEJOHN (47) a établi pour la craie dure, l'expression suivante:

$$\tau_{\text{ultime}} \text{ (MPa)} = 0,01 N \quad (2.4)$$

Le tableau 2.6 compilé par LITTLEJOHN et BRUCE (48) présente les valeurs typiques de l'adhérence roche-coulis qui ont été employées en pratique ou recommandées pour la conception. L'énorme diversité des massifs rocheux, en particulier, engendre un large éventail pour les valeurs de l'adhérence roche-coulis comme en témoigne le tableau précédent.

Dans le Canadian Manual on Foundation Engineering (22), on recommande que l'adhérence roche-coulis admissible soit la plus petite des trois valeurs ci-dessous:

- $\tau_{\text{admissible}} < 1/30$  de la résistance en compression uniaxiale de la roche
- $\tau_{\text{admissible}} < 1/30$  de la résistance en compression uniaxiale du coulis
- $\tau_{\text{admissible}} < 1,4$  MPa.

Ces relations incorporent un facteur de sécurité égal à 3. On s'aperçoit que ces recommandations sont semblables à celles de LITTLEJOHN et BRUCE (48).

Les recommandations pour les longueurs de scellement, faites par divers groupes, sont montrées dans le tableau 2.7. On observe que ces longueurs varient de 3 à 10 m. Il est à noter qu'il est maintenant reconnu que sous certaines conditions, des longueurs de scellement plus courtes auraient suffi. Cependant les projeteurs ont tendance à ajouter 1 ou 2 m à la longueur de scellement afin de se prémunir contre les effets de malfaçons qui peuvent intervenir lors de la réalisation de l'ancrage (48).

Les diamètres du trou de forage varient généralement de 62,5 mm à 356 mm (RAO (69)) selon le diamètre du tirant, le type du tirant, l'équipement utilisé pour le forage, le type de scellement et la charge à supporter. L'épaisseur minimum recommandée pour l'anneau de scellement, autour du tirant, est de 10 mm.

Une information significative sur la résistance d'adhérence roche-coulis vient des travaux relatifs aux caissons et pieux forés dans la roche. HORVATH et KENNEY (39) ont compilé cette information aussi bien pour les essais en compression qu'en tension. Un aperçu des tests et données qu'ils ont compilés est montré dans le tableau 2.8. La relation entre la résistance d'adhérence moyenne et la résistance en compression la plus faible du béton ou de la roche ( $f'_w$ ) est illustrée dans la figure 2.7 et ce pour les pieux de petit diamètre et les ancrages. HORVATH et KENNEY ont trouvé que:

$$\tau_{\text{moy}} \text{ (MPa)} = a \sqrt{f'_w \text{ (MPa)}} \quad (2.5)$$

$a$  = constante variant entre 36 et 48.

Ils ont par ailleurs observé que le rapport  $R_s$  défini par  $\tau_{\text{moy}} / f'_w$  décroît quand  $f'_w$  augmente (figure 2.8). La valeur de  $R_s$  se

trouve, selon la valeur de  $f'_w$ , dans l'un des trois groupes (tableau 2.9). En ce qui concerne l'effet du diamètre du trou de forage sur la résistance d'adhérence, HORVATH et KENNEY ont conclu qu'il y a une réduction apparente de celle-ci quand le diamètre augmente, tel qu'illustré dans la figure 2.9. Cependant pour les diamètres de valeurs supérieures à 400 mm, l'effet apparaît négligeable.

(ii) Travaux théoriques sur la distribution des contraintes

COATES et YU (23) ont analysé le problème de distribution des contraintes le long d'un ancrage en utilisant la méthode des éléments finis. Ils n'ont cependant modélisé l'ancrage que par un ensemble de deux matériaux, tirant et roche, ayant un comportement élastique. La géométrie de l'ancrage et le modèle d'éléments finis utilisés sont montrés dans la figure 2.10.

Une conclusion majeure de cette étude était que la distribution des contraintes de cisaillement dépend du rapport entre le module d'élasticité du tirant,  $E_a$ , et le module d'élasticité de la roche,  $E_r$ . Les distributions des contraintes de cisaillement pour des valeurs du rapport  $E_a/E_r$  égales à 0,1, 1,0 et 10,0 sont illustrées dans la figure 2.11. On observe que plus la valeur de  $E_a/E_r$  est faible (cas d'une roche dure), plus il y a concentration de contrainte à l'extrémité chargée de l'ancrage; les valeurs élevées de  $E_a/E_r$  (cas d'une roche tendre) sont par contre associées avec une distribution des contraintes de cisaillement plus ou moins uniforme. La variation des contraintes verticales en fonction de la profondeur de l'ancrage est représentée dans la figure 2.12. On observe, pour un  $E_a/E_r$  égal à

10, une variation des contraintes à peu près linéaire ce qui est consistant avec la distribution des contraintes de cisaillement illustrée dans la figure 2.11. En égard à la magnitude de  $E_a$ , PHILIPS (67) cite une valeur de 21 GPa pour un coulis de scellement ayant un rapport massique eau/ciment égal à 0,4. Compte tenu des résultats à COATES et YU, PHILIPS conclut qu'une distribution des contraintes de cisaillement uniforme le long du contact roche-coulis ne peut être assumée que lorsque le module d'élasticité de la roche est inférieur à 2 GPA. En utilisant la relation dérivée par JUDD et HUBER (41) reliant la résistance en compression uniaxiale ( $C_o$ ) et le module d'élasticité d'une roche ( $E_r$ ), soit  $C_o = E_r / 350$ , alors la résistance en compression uniaxiale de la roche en question doit être inférieure à 6 MPa. Cette valeur relativement basse a permis à PHILIPS de dire que dans la majorité des ancrages injectés dans les massifs rocheux, il y a une concentration de contrainte de cisaillement au niveau de l'extrémité tendue de l'ancrage, possiblement aussi élevée que 5 à 10 fois la valeur moyenne assumée de la contrainte et qui pourrait induire une décohésion à ce niveau.

PHILIPS (71) a aussi considéré l'effet de décohésion sur la distribution des contraintes et a suggéré les trois approches suivantes:

1. Si on suppose qu'après la perte de cohésion, debonding, de l'ancrage les restrictions imposées par la roche au niveau du contact rugueux roche-coulis sont suffisantes pour causer de la dilatation, alors un mouvement additionnel de l'ancrage n'est possible que s'il y a cisaillement du coulis. Ceci indiquerait une distribution de contraintes telle que présentée aux figures 2.13a ou 2.13b;
2. Si le phénomène de dilatation est ignoré, et que l'on considère uniquement le frottement résiduel mobilisé dans la zone de perte de cohésion, alors le cisaillement résiduel dépendra de la valeur des pressions qui

agissent perpendiculairement au niveau des contacts. Cette valeur variera le long de la partie dépourvue de cohésion et pourrait être moindre que la résistance au cisaillement du coulis (figure 2.13c). Si la valeur est supérieure à la résistance au cisaillement du coulis, la distribution sera la même que vu précédemment aux figures 2.13a et 2.13b;

3. Il est également probable que la distribution des contraintes varie comme aux figures 2.13d,e,f. Ceci présume qu'il existe une distribution initiale semblable à la distribution théorique de la figure 2.13d. A des charges moyennes, une légère perte de cohésion se manifeste, figure 2.13e. A des charges élevées tout l'ancrage perd sa cohésion et subsequmment les contraintes sont distribuées selon les déplacements de la tige, le degré de dilatation ou le frottement résiduel, figure 2.13f.

HOLLINGSHEAD (38), utilisant aussi l'approche par éléments finis, présenta la distribution des contraintes de cisaillement pour un problème semblable à celui analysé par COATES et YU. Ses résultats montrés dans la figure 2.14, sont très similaires à ceux de COATES et YU, représentés dans la figure 2.11. Il est cependant important de noter que dans son étude, HOLLINGSHEAD a analysé le problème en considérant les trois matériaux impliqués dans un ancrage (tige, coulis et roche) avec un comportement élastoplastique. Le maillage par éléments finis et les propriétés des matériaux qu'il a utilisés sont illustrés dans la figure 2.15 qui indique aussi l'avancement de la zone plastifiée dans le système d'ancrage. HOLLINGSHEAD assumait que les trois matériaux ont un comportement élastique parfaitement plastique et que l'écoulement plastique survient conformément au critère de TRESCA. Les distributions des contraintes axiales dans la tige et des contraintes de cisaillement dans le coulis, pour des contraintes de tension

jusqu'à 56 MPa (8000 Psi), sont montrées dans la figure 2.16. On observe que l'écoulement plastique du coulis fait accroître de façon très significative la valeur de la contrainte normale dans la tige. Cet écoulement plastique commence au niveau de l'extrémité tendue de l'ancrage et progresse vers l'extrémité non chargée, avec la conséquence d'un transfert de contrainte à la tige de plus en plus important à mesure que la contrainte de chargement augmente.

En 1975, FARMER (28) présenta les résultats de ses travaux théoriques et expérimentaux sur la distribution des contraintes des tiges injectées avec une résine à base de polyester. Cependant, l'approche et les conclusions sont considérées applicables pour les ancrages scellés avec un coulis de ciment. En rapport à l'étude théorique (utilisation de la théorie de l'élasticité et des lois d'équilibre), FARMER proposa, pour un trou de forage de rayon  $R$ , une tige de rayon  $r$  et un module d'élasticité de la roche 10 fois supérieur au module d'élasticité du produit de scellement,  $E_c$ , la relation suivante pour le calcul de la longueur de transfert,  $LT$ , (cette longueur est équivalente en design à la longueur ancrée optimum):

$$LT = \frac{4,6}{\alpha} \quad (2.6)$$

$$\text{si } (R-r) < r \quad \alpha = \sqrt{\frac{E_c}{E_a r (R-r)}} \quad (\text{anneau de scellement mince})$$

$$\text{si } (R-r) > r \quad \alpha = \sqrt{\frac{E_c}{E_a r^2 \left(\ln \frac{R}{r}\right)}} \quad (\text{anneau de scellement épais})$$

FARMER a aussi mis au point la formule suivante pour la situation typique,  $E_c/E_a = 0,01$  et  $(R-r) = 0,25 r$ :

$$\tau_x = 0,1 \sigma_0 e^{-(0,2 x/r)} \quad (2.7)$$

$\tau_x$  = contrainte de cisaillement à une distance  $x$  de l'extrémité  
tendue de l'ancrage

$\sigma_0$  = contrainte axiale dans la tige d'acier à  $x = 0$

Plus récemment, il y a eu l'étude théorique présentée par YAP et RODGER (85) par utilisation de la méthode des éléments finis. La différence principale entre cette étude et celle de HOLLINGSHEAD se situe au niveau du choix des critères de l'écoulement plastique pour les matériaux impliqués dans le système d'ancrage. Au lieu du critère de TRESCA utilisé pour les trois (3) matériaux par HOLLINGSHEAD, YAP et RODGER ont fait appel au critère d'écoulement plastique de VON MISES pour l'acier de la tige et un critère développé pour le béton, appelé "critère d'écoulement octaédrique", pour le coulis et la roche. Outre cette différence, il demeure que l'étude de YAP et RODGER semble être présentée avec des résultats un peu plus complets.

Les éléments finis utilisés par YAP et RODGER sont des éléments quadrilatéraux isoparamétriques à quatre noeuds avec un comportement élastique parfaitement plastique et une loi d'écoulement plastique associée. Se basant sur les études précédentes ainsi que sur celle de OSTERBERG et GILL (64) sur le mécanisme de transfert de charge des pieux forés dans la roche, YAP et RODGER ont conclu qu'une adhésion parfaite entre la tige et le coulis d'une part et le coulis et la roche d'autre part peut être retenue. Les caractéristiques mécaniques utilisées dans l'analyse sont montrées dans le tableau 2.10. Les figures 2.17 et 2.18 illustrent les distributions des contraintes et des déformations pour une charge ayant provoqué la rupture

de certains éléments du contact roche-coulis en haut de l'ancrage. Notons que les observations principales qui ont ressorti de cette étude sont les suivantes:

1. Le mécanisme de transfert de charge dans un ancrage demeure un problème très complexe;
2. La longueur libre n'a aucun effet sur le comportement de l'ancrage;
3. L'hypothèse de l'adhésion parfaite au niveau des contacts tirant-coulis et coulis-roche est satisfaisante et l'approche par éléments finis pour la prédiction du comportement d'un ancrage constitue un outil très efficace qu'il faut exploiter. YAP et RODGER recommandent de continuer dans cette voie et de procéder à des essais d'arrachement en chantier sur des ancrages instrumentés afin d'établir une comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux prédits par une analyse par éléments finis.

#### 2.2.3.2 Rupture du scellement au niveau du contact tige-coulis

##### (i) Procédure de dimensionnement et adhérence tige-coulis

La même hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes d'adhérence ou de cisaillement est admise et la longueur de scellement nécessaire pour éviter la rupture au niveau du contact tige-coulis est calculée avec la formule suivante:

$$LA = \frac{P}{\pi d \tau_{\text{tige-coulis}}} \quad (2.8)$$

LA = longueur ancrée ou longueur scellée

P = charge d'arrachement

d = diamètre de la tige

$\tau_{\text{tige-coulis}}$  = adhérence tige-coulis dépendant du type de coulis  
et des caractéristiques de surface de la tige

Il y a une trentaine d'années quand les tiges lisses étaient encore utilisées, l'adhérence était créée en grande partie par l'adhésion chimique entre le coulis et la tige (LITTLEJOHN et BRUCE (48)). Aujourd'hui avec l'introduction des tiges crénelées, les mécanismes d'adhérence en présence peuvent être divisés ainsi (BRUCE (19)):

1. L'adhésion pure;
2. La friction;
3. L'imbrication mécanique.

L'adhésion: elle correspond à la résistance initiale avant glissement et provient principalement de l'imbrication des minuscules aspérités de l'acier avec le coulis environnant. Les liaisons moléculaires peuvent également y contribuer mais de façon très réduite. L'adhésion est détruite une fois qu'un déplacement relatif comparable à la dimension d'une micro-indentation est induit, possiblement de l'ordre de 2,5 micromètres (BRUCE (19)). Dans le cas d'un coulis à retrait élevé, il ne se développe pas d'adhésion. On peut remédier à ceci en utilisant un coulis expansif (coulis de ciment avec par exemple de la poudre d'aluminium).

La friction: elle dépend de la pression de confinement, des caractéristiques de surface et de l'importance du glissement intervenu. Les composantes

majeures de cette résistance développée par la friction sont la dilatance et l'action de coins. La dilatance provient de l'action en coins des fines particules du coulis dans les vides à mesure que le glissement prend place.

L'imbrication mécanique: elle correspond à la mobilisation de la résistance au cisaillement du coulis entre les crénelures de la tige. L'imbrication mécanique disparaît quand le coulis est cisailé.

Une représentation schématique de ces trois composantes majeures de l'adhérence est illustrée dans la figure 2.19.

Pour les grandes longueurs ancrées les trois facteurs précités peuvent agir comme suit: la disparition de l'adhésion intervient initialement en haut de la zone ancrée et se déplace vers le bas, pour être remplacée par la friction et/ou l'imbrication mécanique.

Il est évident que la résistance au cisaillement du coulis ainsi que les caractéristiques de surface de la tige d'acier constituent des éléments majeurs vis-à-vis de la résistance au cisaillement mobilisée au niveau du contact tige-coulis. Notons que ces concepts que l'on vient de formuler et qui contribuent à la résistance au cisaillement au niveau tige-coulis sont analogues à ceux contribuant à la résistance au cisaillement roche-coulis. La rugosité des parois du trou de forage joue un rôle similaire à celui des crénelures de la tige, sauf que dans ce cas-là il peut y avoir cisaillement des aspérités de la roche par le coulis dans le cas par exemple d'une roche tendre.

Des observations importantes sur l'adhérence développée par une barre viennent des travaux relatifs au béton armé. Ces études ayant comme but de délimiter la longueur de scellement nécessaire pour ancrer des barres d'armature dans le béton. Les travaux entrepris par LUTZ ET GERGELY (53) ont ainsi montré que les composantes de la résistance d'adhérence des tiges crénelées noyées dans le béton sont semblables à celles présentées ci-dessus. Ils ont par ailleurs observé que pour les tiges lisses, l'adhérence dépend surtout de l'adhésion et de la friction; la part de l'imbrication mécanique demeure très faible. Quant aux tiges crénelées, l'adhérence est contrôlée par l'imbrication mécanique, l'adhésion et la friction étant secondaires.

En 1940, GILEY, CHAMBERLIN et BEAL (31) discutèrent en termes généraux les caractéristiques de l'adhérence des barres pendant l'arrachement. Ils avancèrent que la distribution des contraintes de cisaillement le long d'une barre d'armature de béton est en fait de forme exponentielle. Avant tout glissement de la barre, donc avant toute décohésion, le maximum de contrainte se trouve du côté de l'extrémité chargée de la barre. Mais à mesure que le chargement de la barre se poursuit, et à partir du moment où la barre commence à glisser, le maximum (ou pic) de contrainte se déplace vers l'autre extrémité de la barre, suivant ainsi la propagation de la zone cisailée de béton. Malgré ce déplacement vers le bas du pic de contraintes, la résistance totale à l'arrachement (qui est l'intégrale de la surface sous l'enveloppe des contraintes) continue à augmenter surtout à cause de la friction qui subsiste dans la zone cisailée. La figure 2.20 montre les résultats obtenus par GILKEY, CHAMBERLIN et BEAL (31) en matière de distribution des contraintes d'adhérence et des contraintes de traction dans l'acier. On voit que dans la partie où le béton est cisailé, ces auteurs

ont supposé que la distribution était parabolique (elle reste exponentielle après le pic de contraintes). On peut remarquer que, pour ces courbes, l'intensité de la contrainte d'adhésion en chaque point est représentée par la pente de la courbe des contraintes axiales  $\sigma$  (ou des déformations axiales  $\varepsilon$  puisque  $\sigma = E\varepsilon$ ), en respectant l'axe du spécimen.

L'adhérence est ce qui rend le transfert des contraintes possible et peut être mobilisée seulement dans une région de variation de contrainte dans l'acier ou le béton.

Le premier glissement se déroule seulement après que le pic des contraintes d'adhérence se soit déplacé presque sur toute la longueur de la tige. Après glissement, il reste une résistance résiduelle en tête d'ancrage, dont la valeur peut s'élever à environ la moitié de la résistance ultime atteinte (GILKEY et al. (31) et MARTIN (54)).

Les travaux entrepris par HAWKES et EVANS (34) ont indiqué que la distribution des contraintes d'adhérence le long d'une tige ancrée dans le béton obéit à une loi exponentielle de la forme:

$$\tau_x = \tau_0 e^{-Ax/d} \quad (2.9)$$

$\tau_x$  = contrainte d'adhérence à une distance  $x$  de l'extrémité tendue

$\tau_0$  = contrainte d'adhérence au niveau de l'extrémité tendue ( $x = 0$ )

$d$  = diamètre de la tige

$A$  = constante relatant la contrainte axiale dans la tige à la contrainte d'adhérence

PHILIPS (67) a repris l'équation précédente de HAWKES et EVANS pour l'étendre aux ancrages scellés dans la roche. En assumant que la tension appliquée  $P$  est égale à la somme de la contrainte d'adhérence multipliée par la surface latérale de la tige, il en vient que:

$$P = \int_0^L \pi d \tau_x dx \quad (2.10)$$

$$= \frac{\pi d^2}{A} \tau_0 (1 - e^{-AL/d})$$

entre les limites  $x = 0$  et  $x = L$ , où  $L$  est la longueur de la zone ancrée. La longueur de l'ancrage dépendrait de la distance requise pour transférer la charge à travers le contact tige-coulis. Soit  $LT$  égale à cette longueur de transmission, alors à  $x = LT$ ,  $\tau_x$  s'approche de zéro et de l'équation (2.9), on conclut que le terme  $e^{-A(LT)/d}$  tend vers zéro, ce qui implique que  $A(LT)/d$  tend vers l'infini. Compte tenu de ceci, l'équation (2.10) devient:

$$P = \frac{\pi d^2}{A} \tau_0 \quad (2.11)$$

En substituant l'équation (2.9) dans l'équation (2.11) on obtient:

$$\frac{\tau_x}{P} = \frac{A}{\pi d^2} e^{-Ax/d} \quad (2.12)$$

Les équations (2.9) et (2.12) sont représentées graphiquement dans les figures 2.21 et 2.22. On observe que la distribution des contraintes d'adhérence dépend de la valeur de la constante  $A$ . Plus la valeur de  $A$  est

élevée, plus il y a concentration de contrainte au niveau de l'extrémité tendue. Une valeur faible pour A est par contre associée à une distribution des contraintes plus ou moins uniforme. La valeur de A, trouvée par HAWKES et EVANS, est égale à 0,28. Une valeur similaire (0,29) fut déduite par DUPUIS (26) à partir d'une étude expérimentale en laboratoire (modèles réduits d'ancrages avec des tiges instrumentées).

Il est intéressant de noter que les résultats illustrés dans la figure 2.22 sont très similaires à ceux obtenus par COATES et YU (23) (figure 2.11), où le rapport  $E_a/E_r$  correspond à  $1/A$ . Ceci suggère que l'approche développée par HAWKES et EVANS ayant rapport avec les ancrages, c'est-à-dire que plus une roche sera dure, plus la distribution des contraintes de cisaillement le long de l'ancrage se rapproche d'une forme exponentielle, alors que, inversement, la distribution sera plutôt uniforme dans le cas d'une roche tendre.

En se basant sur les travaux précédents, particulièrement ceux de HAWKES et EVANS (34) et HOLLINGSHEAD (38), MARTIN (54) a déduit un modèle de comportement représentant l'évolution des contraintes d'adhérence le long d'un ancrage à mesure que la force de tension dans la tige augmente et ce jusqu'à la rupture (figure 2.23). Dans ce modèle, il a été admis que la distribution des contraintes d'adhérence est exponentielle avant décohéssion du coulis (coulis intact) et parabolique après décohéssion (coulis rupturé). La force d'arrachement maximum est obtenue quand l'aire sous la courbe  $\tau$  versus  $x$  est maximum. L'utilisation pratique de ce modèle de comportement simple nécessite toutefois la connaissance des trois paramètres: A,  $\tau_0$  et  $\tau_{\max}$  qui sont difficilement quantifiables. Pour déterminer la valeur de A, MARTIN préconisa la conduite d'essais similaires à ceux réalisés par HAWKES et EVANS (34) et DUPUIS (26) (essais d'arrachement avec des tiges

instrumentées de jauges de déformation). Pour la connaissance de  $\tau_o$  et  $\tau_{max}$ , il proposa dans son mémoire un programme informatique qui nécessite en plus de la valeur de A, les valeurs de la force de rupture de plusieurs ancrages de différentes longueurs ancrées.

Dans l'absence de données sur les forces de rupture, MARTIN recommanda pour la détermination de  $\tau_o$  et  $\tau_{max}$  les relations suivantes:

- Ancrage court ( $LA/d < 8$ )

$$\tau_o = \tau_{max} = \frac{f'_c}{2} \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.13)$$

- Ancrage long ( $LA/d > 16$ )

$$\tau_o = \frac{f'_c}{2} \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.14a)$$

$$\tau_{max} = \frac{f'_c}{2} \quad (2.14b)$$

$f'_c$  = résistance en compression uniaxiale du coulis

$\phi$  = angle de frottement interne du coulis

LA = longueur ancrée

d = diamètre de la tige

Ces relations viennent des suppositions suivantes:

1. Pour un ancrage court et superficiel le coulis rupture en cisaillement simple le long de tout l'ancrage. Ainsi les valeurs de  $\tau_o$  et  $\tau_{max}$  se rapprochent de la valeur maximum de l'adhérence en considérant le

cisaillement du coulis (relation (2.13));

2. Pour un ancrage long, la rupture commence par le cisaillement simple du coulis (relation (2.14a)) à l'extrémité tendue de l'ancrage; la rupture se poursuit par la propagation en profondeur d'une concentration ou pic de contrainte ( $\tau_{\max}$ ) qui induit la rupture du coulis en compression simple (relation (2.14b)).

Notons que pour la zone de décohésion du coulis qui est en fait une zone de friction, il semble qu'elle soit limitée par une droite et non une parabole (NATAU et WULLSCHLAGER (62), figure 2.24).

En dépit des résultats convaincants de ces travaux tant théoriques qu'expérimentaux, les projeteurs considèrent une répartition uniforme des contraintes d'adhérence. Les valeurs de la contrainte d'adhérence uniforme tige-coulis telles que compilées par LITTLEJOHN et BRUCE (48) sont présentées dans le tableau 2.11.

Des essais d'arrachement de 48 ancrages scellés dans un massif rocheux constitué de minces lits de dolomie (BROWN (18)) ont montré que:

1. La capacité à l'arrachement des ancrages varie directement avec la surface latérale de la partie scellée de la tige;
2. Les ancrages constitués d'une tige crénelée montrent une capacité à l'arrachement cinq fois supérieure à celle de ceux constitués d'une tige lisse;
3. La contrainte d'adhérence ultime tige-coulis est reliée de façon directe à la résistance en compression du coulis (tableau 2.12).

Suite à ces travaux, BROWN a proposé les relations suivantes:

$$\tau_{\text{ultime}} \text{ (MPa)} = 0,96 \sqrt{f'_c \text{ (MPa)}} \quad \text{tige crénelée} \quad (2.15)$$

tige-coulis

$$\tau_{\text{ultime}} \text{ (MPa)} = 0,17 \sqrt{f'_c \text{ (MPa)}} \quad \text{tige lisse} \quad (2.16)$$

tige-coulis

$f'_c$  = résistance en compression du coulis

Des travaux récents conduits par RADHAKRISHNA et ADAMS (68), ROCA (72) et DUPUIS (26) ont montré des corrélations entre  $\tau_{\text{ultime}}$  et  $f'_c$  similaires. Tout comme BROWN, ces auteurs ont utilisé dans leurs essais un coulis de ciment usuel (eau + ciment).

Pour les tiges crénelées ancrées dans le béton et soumises à de la tension, l'American Concrete Institute propose:

$$\tau_{\text{ultime}} \text{ (MPa)} = \frac{20}{d \text{ (mm)}} \sqrt{f'_w \text{ (MPa)}} \quad (2.17)$$

$f'_w$  = résistance en compression du béton

$d$  = diamètre de la tige d'armature

Dans le cas où la résistance en compression de la roche est supérieure à celle du coulis, BROWN (18) a observé que la ruine de l'ancrage se produit généralement au niveau de contact tige-coulis. Il a ainsi suggéré, pour le dimensionnement des ancrages constitués de tiges crénelées:

- . Roche saine: LA = 30 fois le diamètre de la tige
- . Roche fissurée: LA = 40 fois le diamètre de la tige
- . Roche altérée: LA = 60 fois le diamètre de la tige

Les adjuvants chimiques sont souvent employés dans les coulis d'ancrage, particulièrement ceux qui réduisent le retrait (agents expansifs), accélèrent ou retardent la prise, permettent la réduction du rapport massique eau/ciment tout en maintenant une bonne fluidité, et finalement ceux qui réduisent le ressuage. Le tableau 2.13 montre les différents adjuvants avec les dosages optimum utilisés.

L'expansion d'un coulis contenant de la poudre d'aluminium est créée par le dégagement de l'hydrogène; celui-ci provient de la réaction chimique entre la poudre d'aluminium et la chaux libérée par l'hydratation du ciment. Dans le cas d'un ancrage, particulièrement long, cette expansion pourrait être empêchée par les parois du trou de forage et de la masse de la colonne du coulis, ce qui engendre un confinement au coulis qui résulte en une amélioration de l'adhérence. LAXMINARAYAN (43) rapporte que cette pré-compression compense les contraintes de tension résultant du retrait et ainsi élimine les fissures (gain de résistance). Par ailleurs, le contact du coulis avec la surface de la tige et des parois du trou de forage est également amélioré (bonne adhésion).

Des travaux conduits par GEDDES et SOROKA (30) ont montré que l'ajout de la poudre d'aluminium (agent expansif) dans le coulis accroît la résistance en compression du coulis par l'effet de confinement, engendrant ainsi une croissance de l'adhérence. LEECH et PENDER (45) favorisent aussi l'utilisation de la poudre d'aluminium à raison de 0,002% à 0,005% de la masse du ciment et ils observent que le ressuage et le retrait sont remarquablement réduits.

Nous concluons ce paragraphe par le tableau 2.14 qui illustre les valeurs du rapport massique eau/ciment couramment utilisées ou recommandées en pratique. On observe que la plupart de ces valeurs se situent entre 0,40 et 0,45.

### 2.2.3.3 Travaux expérimentaux relatifs au mécanisme de transfert des charges dans la zone injectée de l'ancrage

Des études expérimentales conduites par plusieurs auteurs (1), (17), (19), (26), (28), (32) et (61) pour ne citer que ceux-là, ont été faites pour tenter d'examiner le mécanisme de transfert des charges le long de l'ancrage. Ce transfert des charges fut examiné en disposant généralement des jauges de déformation sur la tige de l'ancrage; la mise en place adéquate de tels instruments ou autres dans le coulis ou sur les parois du trou de forage demeure encore très compliquée. Il est particulièrement pertinent de décrire les résultats importants déduits de ces travaux en regard de certaines hypothèses faites dans le dimensionnement et des conclusions tirées des analyses théoriques décrites précédemment.

MULLER (61) a conduit un essai d'arrachement d'un ancrage constitué d'un tirant de type BBRV d'une capacité de 2200 kN instrumenté de jauges de déformation (figure 2.25). La distribution de la déformation (et par conséquent celle de la contrainte) fut trouvée non uniforme d'une façon marquée. Par exemple, sous la charge appliquée de 500 kN, les déformations ne sont transmises que jusqu'au niveau 5,5 m par rapport à l'extrémité tendue, impliquant une contrainte d'adhérence moyenne  $\tau_{\text{tirant-coulis}}$  égale à environ 75 kPa. La zone inférieure restante (2,5 m) n'est apparemment pas du tout sollicitée. Sous une charge de 1850 kN, cependant, toute la longueur de scellement est sollicitée, avec une décohésion apparente allant de l'extrémité tendue jusqu'au niveau du point C (3,7 m). Cette zone de décohésion mobilise encore environ 300 kN; le complément de la charge (1550 kN) est repris par le reste de la longueur scellée avec une contrainte d'adhérence moyenne  $\tau_{\text{tirant-coulis}}$  égale à environ 330 kPa.

La non uniformité des contraintes a été aussi observée par BERARDI (17). Il a réalisé des essais d'arrachement avec des tiges ayant un diamètre de 28 mm instrumentées et scellées sur une longueur de 5,9 m et 11 m dans des trous ayant un diamètre de 120 mm forés dans un calcaire. Le module d'élasticité et la résistance en compression uniaxiale de ce calcaire sont respectivement égales à 30 GPa et 100 MPa. Les résultats obtenus (figure 2.26) ont montré principalement que la portion active de l'ancrage est indépendante de la longueur totale scellée, mais dépend du diamètre de l'ancrage et des propriétés mécaniques de la roche, surtout de son module d'élasticité. Dans le cas de ces deux ancrages, la portion active du scellement était égale à environ 3 m. A la suite d'autres travaux, BERARDI (17) a montré que la distribution des contraintes le long de l'ancrage est influencée par la valeur du rapport des modules d'élasticité ( $E_a/E_r$ ), tel que montré dans la figure 2.27. Cette influence de  $E_a/E_r$  fut démontrée d'une façon plus marquante par FARMER (28). Celui-ci a effectué des essais d'arrachement avec des tiges instrumentées dans une craie, un calcaire et un béton. Les tiges étaient scellées avec une résine à base de polyester. Les caractéristiques mécaniques de ces matériaux utilisés sont montrées dans le tableau 2.15. Les résultats obtenus (figure 2.28) nous montrent que la distribution des contraintes de cisaillement (déduite de celle des déformations axiales dans la tige) est non uniforme pour un rapport  $E_a/E_r = 0,1$  (béton) et 0,6 (calcaire) et uniforme pour  $E_a/E_r = 7,5$  (craie).

Citons enfin les travaux de SHIELDS et al. (81) qui ont aussi réalisé des essais d'arrachement sur des ancrages munis de tiges instrumentées mais avec la particularité de mesurer les déformations résiduelles qui demeurent mobilisées le long de la zone ancrée au déchargement. La procédure d'essai suivie est la suivante: une charge d'assise est appliquée puis

les charges sont accrues par cycle avec un déchargement à la charge d'assise entre chaque cycle afin de relever les déformations résiduelles. Les résultats qu'ils ont obtenus tant au chargement qu'au déchargement sont illustrés dans la figure 2.29. Outre la distribution non uniforme des contraintes qu'ils ont retrouvée, ils ont constaté dans les profils de distribution des contraintes résiduelles obtenues au déchargement (figure 2.29b) la présence d'une inversion ou d'un renversement des contraintes de cisaillement "shear stress reversal" en haut de la zone ancrée. Cette zone d'inversion se propage de plus en plus vers le bas de l'ancrage à mesure que la charge appliquée avant déchargement augmente. SHIELDS et al. ont attribué ce comportement aux déformations plastiques dans le sol ou au glissement au niveau du contact sol-coulis; durant le déchargement, les déformations résiduelles sont bloquées dans l'ancrage par le renversement des contraintes de cisaillement près du haut de la zone ancrée où les déplacements plastiques de l'ancrage sont plus importants.

Tous les résultats des autres travaux expérimentaux sont cohérents et aboutissent aux observations suivantes:

1. La distribution des contraintes de cisaillement est non uniforme sauf pour le cas d'une roche ayant un faible module d'élasticité;
2. La rupture du coulis est progressive: la décohésion commence au niveau de l'extrémité tendue de l'ancrage et progresse vers le bas de l'ancrage à mesure que la force d'arrachement croît.

Nous concluons ce paragraphe en disant que les travaux expérimentaux semblent être en accord avec les analyses théoriques et contredisent généralement l'hypothèse de la distribution uniforme des contraintes admise dans la conception.

### 2.3 Comportement d'un ancrage en fonction du temps: fluage et relaxation

Le comportement d'un ancrage actif en fonction du temps est défini d'une part par l'augmentation de la déformation sous une contrainte constante (fluage) et d'autre part par la diminution de la contrainte sous une déformation constante (relaxation). L'évolution de la contrainte et/ou de la déformation en fonction du temps relèvent des propriétés de relaxation et de fluage de la tige, du coulis et du massif rocheux.

Les travaux de recherche en laboratoire et en chantier entrepris jusqu'à date pour examiner le comportement en fonction du temps des ancrages actifs sont peu nombreux; ce qui induit un manque de connaissance, malgré l'importance du sujet vis-à-vis des aspects fondamentaux de design. A notre avis, ce manque de données et de connaissances qui constitue une lacune importante est dû au coût et au temps requis pour réaliser des programmes d'essais à long terme.

L'instrumentation à long terme des ancrages permet de collecter des données et des informations qui peuvent servir à optimiser certains paramètres tels que les charges et les facteurs de sécurité. Cette instrumentation permet également une corrélation entre l'évolution ou la fluctuation de la charge de l'ancrage et le mouvement de la structure retenue, par exemple la performance d'un mur de soutènement retenu à différents niveaux (LITTLEJOHN et Mac FERLANE (51), OSTERMAYER (65)).

Nous allons présenter dans ce paragraphe les propriétés relatives à la relaxation et au fluage de tirants d'acier. Les caractéristiques des tirants peuvent être évaluées de façon précise à l'aide d'essais contrôlés en laboratoire. La connaissance de ces propriétés en plus des résultats d'essais sur des ancrages permet de cerner et d'identifier le reste des

paramètres influençant le comportement des ancrages actifs en fonction du temps. Une revue de quelques essais de fluage et de relaxation réalisés sur des ancrages avec les résultats obtenus y seront également décrits.

### 2.3.1 Relaxation et fluage des tirants d'acier

Nous rappelons que la relaxation est la chute de contrainte à déformation constante, tandis que le fluage est l'augmentation de la déformation à contrainte constante. Dans le cas des tirants actifs en service, la relaxation de l'acier entraînerait une perte de tension.

Selon ANTILL (4), la relaxation et le fluage mènent à la même perte de contrainte pour un tirant précontraint donné sous une température donnée, mais l'évaluation d'une telle perte à partir des caractéristiques de relaxation du tirant est préférée par les fabricants de l'acier. Ceci provient du fait que la relaxation représente le mieux les conditions imposées à un tirant en service dans les constructions en béton. Dans cet ordre d'idées, les ancrages actifs scellés dans les massifs rocheux peuvent être considérés comme une application similaire.

Des travaux de BANNISTER (11), ANTILL (4) et MIHAJLOV (57), on a tiré les observations suivantes:

1. Le taux de relaxation varie avec la contrainte initiale. La relaxation résultante sous des contraintes initiales inférieures à 50% de la contrainte ultime peut être considérée comme négligeable. Une relation a été proposée pour le cas où les contraintes initiales sont supérieures à 55% de la contrainte de la limite élastique:

$$\frac{\sigma_{res}}{\sigma_i} = 1 - \frac{\log t}{10} \left( \frac{\sigma_i}{\sigma_y} - 0.55 \right) \quad (2.18)$$

- $t$  = temps en heure après l'application de la contrainte initiale
- $\sigma_{res}$  = contrainte résiduelle après un temps  $t$
- $\sigma_y$  = contrainte de la limite élastique, définie à une déformation permanente de 0,1%

Pour le cas d'un acier dit à basse relaxation, il est recommandé de remplacer la constante 10 par 40;

2. L'introduction des torons et des fils de précontrainte dits à basse relaxation ou stabilisés a permis de réduire les pertes de tension par relaxation;
3. La perte ultime de contrainte est d'environ 2 fois la perte à 1000 heures à 20°C, quelque soit les valeurs de la contrainte initiale. Par ailleurs, la perte à 100 heures est 2 fois celle à 1 heure, 80% celle à 1000 heures et 40% celle à 30 ans;
4. Le taux de relaxation croît rapidement avec les températures supérieures à 20°C;
5. Avec une contrainte initiale égale à 70% de la contrainte ultime, un retensionnement à 1000 heures permet de réduire l'ampleur de la relaxation ultime d'environ 1/4 de la valeur normale. Pour une contrainte initiale égale à 80% de la contrainte ultime, la réduction est d'environ 1/2;
6. Un surchargement temporaire intentionnel des tirants (pour une courte période de 2 à 10 minutes) au cours du tensionnement initial permet de réduire les futures pertes par relaxation et ce en disposant de la rapide perte initiale.

Le fluage dans l'acier fut discuté par FENOUX et PORTIER (29). En se basant sur leurs résultats et les travaux d'autres auteurs, FENOUX et PORTIER ont noté les observations suivantes:

1. Le fluage commence dès les plus faibles tensions;
2. Le fluage ne s'arrête pas dans le temps malgré une stabilisation apparente;
3. Le fluage peut s'exprimer sous la forme d'une fonction proportionnelle au logarithme du temps:  $\alpha (F) \times \text{Log temps}$ ;
4. La vitesse de fluage,  $\alpha (F)$ , croît progressivement de 0 à une valeur de 30% de la limite de rupture, puis reste constante de cette valeur à la valeur de la limite de proportionnalité, enfin elle croît exponentiellement au-dessus de la valeur de la limite de proportionnalité.

Pour illustrer l'importance du fluage pour une tension d'essai voisine de la limite de proportionnalité, FENOUX et PORTIER ont trouvé que le fluage pris sur une période de 2 minutes est de 0,2 mm par mètre linéaire de longueur libre. Ils ont par ailleurs montré que la relaxation est liée au fluage qui aurait lieu pendant la même période de temps à partir de la même tension initiale F par la relation:  $\beta (F) = E_a \times \alpha (F)$  et s'écrit:

$\beta (F) \times \text{Log temps}$ .

$\beta (F)$  = le taux ou vitesse de relaxation du tirant

$\alpha (F)$  = le taux ou vitesse de fluage du tirant

$E_a$  = module d'élasticité du tirant

FENOUX et PORTIER ont également suggéré que le fluage du scellement d'un ancrage sous une tension constante, suit aussi une loi logarithmique similaire à celle de l'acier du tirant de la forme:  $a(F) \times \text{Log temps}$ , où  $a(F)$  est égal au taux ou à la vitesse de fluage du scellement de l'ancrage. Ils ont noté qu'il est difficile de dire si ce phénomène est bien indépendant de l'acier du tirant, puisque si celui-ci suit une loi logarithmique dans sa partie libre, il la suit aussi dans sa partie scellée. Cependant des essais de fluage sur des ancrages leur ont montré que le terme  $a(F)$  accusait un accroissement rapide pour une tension critique précédant de peu la tension d'arrachage de l'ancrage, ce qui a montré dans ce cas qu'il est bien difficile de mettre cet accroissement sur le compte de l'acier. Dans cet ordre d'idées, le bureau français SECURITAS (79) a proposé une méthode pour déterminer la tension critique de fluage d'un ancrage scellé. Cette méthode consiste à augmenter la tension par paliers; à chaque palier la tension est maintenue constante pendant une heure et on note le déplacement en tête du tirant en fonction du temps. Le seuil de fluage, ou la tension critique, est défini comme étant la tension à partir de laquelle le taux de déplacement s'accroît. On la détermine par construction graphique (figure 2.30). BUSTAMANTE et al. (20) ont montré que la valeur de cette tension critique de fluage ne dépend pas de la vitesse de chargement. Ils ont ainsi réalisé des essais de fluage sur des ancrages avec des paliers de chargement d'une heure et de six heures et ils ont trouvé que les valeurs de la tension critique étaient similaires (figure 2.31).

### 2.3.2 Revue de quelques essais de fluage et de relaxation réalisés sur des ancrages

Les pertes de tension d'un ancrage actif sont généralement déduites à l'aide de deux méthodes:

1. En utilisant une cellule de charge qui est incorporée entre la plaque d'assise et l'écrou de blocage;
2. En procédant à un essai de mesure de la charge résiduelle en tensionnant l'ancrage à l'aide d'un vérin.

Dans certains cas où les conditions de chantier ne s'y prêtent pas (accès difficile, peu d'espace pour travailler...) la deuxième méthode ne peut être utilisée et l'on n'aura recours qu'à la première. Dans la sélection et le choix des cellules de charge, une attention particulière doit être donnée à leur stabilité à long terme, à leurs dimensions et sensibilité et il faut s'assurer que la charge est appliquée de façon centrale (HANNA (33)).

Les pertes de tension d'un ancrage actif observées sur la période la plus longue nous parviennent du barrage Cheurfas dont les principaux résultats sont montrés dans le tableau 2.16. On observe que les grosses pertes surviennent au début; la croissance demeure très faible par la suite. La longueur ancrée (250 mm de diamètre) traverse une couche de grès jaune de 10 mètres d'épaisseur recouverte par environ 4 mètres d'une couche de calcaire fossilifère.

COMTE (24) a décrit les pertes de tension des ancrages installés dans la centrale souterraine de Nendaz. Ces ancrages constitués de torons de précontrainte de type BBRV et ayant chacun une capacité de 1250 kN ont été installés pour consolider et stabiliser la paroi rocheuse de la centrale,

constituée d'un shiste argileux fissuré. Deux ancrages qui ont fait l'objet de contrôles périodiques ont permis de déceler des pertes de 4% et 8% ce qui est inférieur à la marge de 10% admise pour ce projet. COMTE a par ailleurs observé que ces pertes ont lieu dans les premiers instants des cinq (5) années d'observation.

MOSCHLER et MATT (60) ont présenté les résultats d'un ancrage constitué de torons VSL d'une capacité d'environ 2660 kN et scellé sur une longueur de 4,5 mètres. Cet ancrage fut installé dans un calcaire shisteux fracturé de la centrale souterraine de Waldeck. Suite à une charge d'essai de 1725 kN de très courte durée, l'ancrage a été bloqué à une tension de 1327 kN. L'évolution de la tension dans l'ancrage sur une période de 14 mois est illustrée dans la figure 2.32 sur laquelle est également montrée la courbe théorique de relaxation de l'acier du tirant. Cette courbe théorique est tracée pour une contrainte initiale dans l'acier correspondant à 1327 kN. La perte de tension maximale relevée durant cette période est d'environ 40 kN, soit 3% de la tension initiale. Durant certaines périodes au cours des 4 premiers mois, la courbe théorique de relaxation de l'acier du tirant coïncide avec la courbe de l'évolution de la tension dans l'ancrage; au-delà de cette tranche de temps, la courbe théorique indique des pertes plus faibles avec une différence maximale d'environ 23 kN.

Au cours d'un programme de tensionnement de deux ancrages scellés sur une longueur de 6 m dans un trou de 99 mm de diamètre foré dans un massif de granite fissuré, BARRON et al. (12) ont soumis un ancrage à 3 cycles (charge-décharge) avant le blocage de la tension, tandis que l'autre ancrage a été tensionné et bloqué après une seule étape de chargement. L'évolution de la tension dans les deux ancrages après ce programme d'essais est montrée dans la figure 2.33. On observe que la tension dans l'ancrage

qui a été soumis aux trois cycles demeure stable sur la période d'observation (environ neuf mois), tandis que celle dans l'autre ancrage, elle accuse une perte significative avant d'atteindre un état plus ou moins stable.

BARRON et al. ont attribué cette différence du comportement des deux ancra- ges au comportement dans le temps d'une roche soumise à une charge, causant la fermeture des fissures etc. Ils ont conclu qu'il est recommandable de pré-cycler l'ancrage jusqu'à un niveau maximal pour plusieurs cycles afin de minimiser les pertes de tension après le blocage.

Une étude de fluage et de relaxation d'ancrages entreprise en laboratoire par PATRICK (66), a mené aux observations suivantes:

1. Le taux de fluage et la perte par relaxation dépendrait des caractéris- tiques géométriques de l'ancrage. Ainsi, il a été remarqué que les tiges de faible diamètre ou avec une épaisseur de l'anneau de scellement élevée donnent des pertes plus élevées;
2. Il est important de détensionner l'ancrage après une certaine période et de le retensionner pour limiter le fluage et la relaxation. Des ancrages détensionnés après 30 jours de tensionnement et rechargés à une même tension que lors du premier tensionnement ont montré des pertes de 29% à 56% des pertes relevées à la fin du premier tensionnement et ce pour une même période d'observation;
3. Un grand pourcentage du taux de fluage et des pertes par relaxation survient au cours des 100 premières heures suivant le blocage.

Le plus récent article relatif au comportement à long terme des ancra- ges précontraints décrit dans la littérature est celui qui a été pré- senté par LITTLEJOHN et BRUCE (49) sur les travaux qu'ils ont conduits dans un chantier de réaménagement du port maritime à Dovonport. L'étude a porté sur dix ancra- ges munis de cellule de charge dont chacune est équipée de

trois cordes vibrantes. Chaque ancrage est constitué d'un tirant composé de 12 torons Dyform de 15,2 mm de diamètre, avec une contrainte de travail d'environ 55% de la contrainte ultime et un rapport section acier/section du trou de forage de 14,2%. La longueur scellée de chaque ancrage est de 8 mètres avec un diamètre nominal de 140 mm foré par rotation et percussion, donnant sous la charge de service une adhérence moyenne d'environ 0,6 MPa. Un ciment à prise rapide avec un rapport eau/ciment égal à 0,45 fut utilisé. La résistance en compression, le module d'élasticité et la résistance en traction du massif rocheux sont respectivement de 12 MPa, 3,1 GPa et 1 MPa.

Un sommaire des résultats obtenus couvrant une période d'observation de 18500 heures (110 semaines) est illustré dans le tableau 2.17 et la figure 2.34. On observe sur cette figure que la courbe perte de charge versus temps consiste en 2 phases distinctes: une perte rapide dans la phase 1, suivie par une réduction faible et uniforme de la précontrainte (phase 2). Ceci est également bien illustré dans le tableau précédent. Dans 6 cas, la valeur de la perte de charge dans cette phase initiale (jusqu'à 18 semaines, i.e. 3000 heures de durée) représentait 85% de celle mesurée après environ deux années. Dans les 4 autres cas, le plus faible pourcentage est de 57%. En se basant sur ces résultats, LITTLEJOHN et BRUCE recommandent une durée d'au moins 5000 heures pour l'étude du comportement à long terme. Cette période couvrira complètement la phase 1 et indiquera la tendance que suivrait la phase 2, à partir de laquelle on pourrait faire une extrapolation pour couvrir toute la durée de service prévue pour l'ancrage. Des mesures de la charge résiduelle effectuées sur les ancrages No. 49, 51 et 275 après une durée de 33000 heures (196 semaines) ont révélé respectivement les charges suivantes: 2275 kN, 2020 kN et 2190 kN. Dans les trois cas, ceci confirme le taux de perte de la charge très graduel de la phase 2;

les pertes totales sont de 62 kN (2,7%), 152 kN (7,0%) et 60 kN (2,7%) respectivement pour les trois ancrages précités. Les pertes maximales relevées à la fin de la phase 1 et après 33000 heures sont respectivement de 4% et 7% pour l'ensemble des dix ancrages.

LITTLEJOHN et BRUCE ont également publié un livre (50) dans lequel ils ont décrit l'importance du retensionnement des ancrages après une certaine période afin de réduire les pertes par relaxation. Huit des dix ancrages présentés ci-dessus ont subi deux phases de chargement et les faibles pertes relevées sont consistantes avec ce point de vue. Ceci est particulièrement bien illustré dans le cas des ancrages installés dans le mur Ouest (figure 2.34a).

#### 2.4 Conclusions

Cette revue et analyse de littérature nous permet de conclure par les observations suivantes:

1. Les méthodes de dimensionnement actuelles des ancrages injectés dans une roche sont très approximatives et fortement empiriques. Il existe d'importantes incertitudes et contradictions, particulièrement en regard du mécanisme de transfert des charges du tirant d'acier au massif rocheux, à la distribution des contraintes le long de l'ancrage et au mécanisme de rupture.
2. Les modèles et analyses théoriques proposés par les différents auteurs n'ont pas été en général confrontés aux résultats expérimentaux afin de vérifier leur validité; de plus aucun des paramètres mécaniques utilisés dans les deux modèles élastoplastiques retrouvés dans la littérature (HOLLINGSHEAD (38) et YAP et RODGER (85)) ne tient compte des

conditions en chantier du coulis de scellement et tout particulièrement des caractéristiques de surface et de la qualité des contacts tige-coulis ou roche-coulis. La détermination des paramètres mécaniques impliqués dans ces deux modèles se fait à l'aide d'essais de traction ou de compression en laboratoire sur des échantillons de coulis et de roche. On montre dans le chapitre 4 qu'un produit de scellement présentant les meilleures caractéristiques mécaniques en laboratoire ne signifie pas forcément une meilleure résistance à l'arrachement.

3. Les travaux relatifs au comportement d'un ancrage actif en fonction du temps sont peu nombreux et n'éclaircissent pas de façon convenable le phénomène.

Il y a définitivement un grand besoin d'entreprendre des recherches expérimentales et théoriques afin d'établir des méthodes meilleures et plus appropriées pour la conception des ancrages. Il est également judicieux d'entreprendre des travaux relatifs au comportement en fonction du temps afin d'ajouter un complément aux travaux existants et tenter ainsi d'éclaircir un peu plus le phénomène.

## CHAPITRE 3

### PRÉSENTATION DES TRAVAUX EXPÉRIMENTAUX

#### 3.1 Introduction

Les travaux expérimentaux réalisés dans le cadre de cette étude ont porté sur les deux programmes d'essais suivants:

1. Essais réalisés sur des échantillons en laboratoire;
2. Essais conduits sur des ancrages en chantier.

Les essais effectués en laboratoire ont porté principalement sur la détermination des caractéristiques mécaniques associées aux trois éléments impliqués dans un ancrage injecté, c'est-à-dire le matériau rocheux ou roche, le coulis de scellement et l'acier de la tige.

Les travaux conduits sur les ancrages installés en chantier ont consisté en des:

- . essais d'arrachement;
- . essais de fluage;
- . essais de relaxation.

Les descriptions et les objectifs de ces deux programmes d'essais et les caractéristiques géométriques des ancrages testés sont présentés et discutés dans ce chapitre.

#### 3.2 Description du site en chantier

Le site qui a servi pour l'installation des ancrages et la réalisation des essais fut choisi par considération des facteurs suivants:

1. Facilité d'accès en tout temps;

2. Roche de formation massive et homogène qui affleure en surface.

Ce site est une carrière désaffectée située dans la ville de Sherbrooke (entre les rues Mc Manamy et Kingston). C'est un massif rocheux peu fissuré constitué d'une roche verte, massive appartenant aux Appalaches. Une vue générale du site est montrée dans la figure 3.1.

Une investigation visuelle sur une façade du massif rocheux de plus de cinq mètres de hauteur nous a montré que nous sommes apparemment en présence d'un massif rocheux homogène. Cette homogénéité a été confirmée à la fois par les essais en laboratoire réalisés sur des carottes prélevées dans ce massif et les observations notées lors du forage des trous pour l'installation des ancrages.

L'emplacement choisi pour l'implantation des ancrages est une surface régulière en légère pente vers l'est (figure 3.2). Cette surface était originalement recouverte d'une faible couche de sol, de 10 à 20 cm d'épaisseur. Un forage d'une profondeur de quatre mètres fut entrepris au centre de cette surface afin de prélever des carottes de roche pour les essais en laboratoire. L'opération de ce forage fut effectuée à l'aide d'un carottier à diamant d'un diamètre de 54,7 mm, assimilé au diamètre NX (A.S.T.M.<sup>(1)</sup> D 2938-71a). Les carottes récupérées sont montrées dans la figure 3.3. La récupération et l'indice de qualité de la roche (R.Q.D.<sup>(2)</sup>) mesurés pour ce forage valent respectivement 100% et 80%. Un examen visuel des carottes prélevées n'a révélé la présence d'aucune fracture naturelle. Cet examen a par ailleurs montré qu'il n'y a pas de changement de couleur et de nature dans le matériau. Ce point rejoint donc notre observation sur la

---

(1) A.S.T.M.: American Society for Testing Materials

(2) R.Q.D. : Rock quality Designation

façade rocheuse décrite précédemment.

### 3.3 Essais sur les échantillons en laboratoire

Le système d'ancrage implique trois types de matériaux ayant chacun un rôle distinct:

1. Le matériau rocheux dans lequel l'ancrage est fixé;
2. La tige d'acier chargée de prendre un effort de tension;
3. Le coulis de scellement chargé de répartir et de transmettre l'effort de tension au matériau rocheux.

Les essais en laboratoire ont donc porté sur ces trois matériaux.

#### 3.3.1 Objectifs du programme d'essais

Afin de pouvoir interpréter les résultats obtenus des essais sur les ancrages ainsi que ceux du modèle théorique par éléments finis, et d'établir une comparaison, une bonne connaissance des matériaux utilisés (tige d'acier, coulis de scellement et roche) s'impose. Ceci a constitué la raison principale de la conduite de ces essais en laboratoire pour la détermination des caractéristiques mécaniques intrinsèques associées aux trois matériaux précités.

#### 3.3.2 Identification des essais

Les caractéristiques mécaniques associées à la roche et au coulis de scellement ont été identifiées sur plusieurs échantillons par les essais classiques utilisés en mécanique des roches. Il s'agit de:

1. L'essai de compression uniaxiale; norme A.S.T.M. D 2938a. Cet essai nous permet de déterminer la résistance en compression uniaxiale. Plusieurs échantillons utilisés furent équipés chacun de deux jauges de déformation tel que décrit dans l'annexe A. Les deux jauges furent disposées axialement et transversalement afin de relever les déformations axiales et transversales pour le calcul des modules de Young (axial et transversal) et en conséquence le coefficient de Poisson;
2. L'essai de compression triaxiale; norme A.S.T.M. D 2664-74. Cet essai sert à déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne. Certains échantillons testés furent également équipés de jauges de déformation de manière analogue à celle des essais en compression;
3. L'essai de compression diamétrale, plus connu sous le nom d'essai brésilien, est une méthode indirecte pour déterminer la résistance en traction (méthode recommandée par la S.I.M.R.<sup>(1)</sup>);
4. L'essai de cisaillement direct: méthode recommandée par HOEK et BRAY (37) dans le "Pit Slope Manual". Cet essai permet de déterminer l'angle de frottement résiduel.

Notons aussi que des essais de mesure de la célérité des ondes par la méthode dynamique furent effectués<sup>(2)</sup> sur plusieurs échantillons de roche pour examiner tout particulièrement l'isotropie.

Tous les échantillons de roche et de coulis utilisés pour ces essais en laboratoire furent préparés selon une technique éprouvée (usinage et préparation des échantillons) telle que prescrite par les normes A.S.T.M.

---

(1) S.I.M.R.: Société Internationale de Mécanique des Roches.

(2) Essais réalisés au laboratoire de mécanique des roches à l'Université Scientifique et Médicale de Grenoble - FRANCE.

Pour l'acier de la tige, quoique ses caractéristiques mécaniques nous aient été fournies par le manufacturier (annexe B), nous les avons toutefois remesurées pour fin de contrôle. Dans ce but, nous avons confectionné des éprouvettes cylindriques normalisées que nous avons par la suite soumises à des essais de tension.

### 3.3.3 Présentation des résultats

#### 3.3.3.1 Matériau rocheux

Les valeurs des caractéristiques mécaniques mesurées de la roche sont montrées dans le tableau 3.1. Des courbes typiques contrainte versus déformation obtenues des essais de compression uniaxiale et triaxiale sont compilées dans l'annexe A.

Ces résultats ont conduit aux observations suivantes:

1. On relève pour l'ensemble des paramètres mesurés une faible dispersion, ce qui se traduit dans une certaine mesure par la nature homogène de la roche, du moins pour ce forage;
2. La valeur de la résistance en compression uniaxiale, 177,5 MPa, nous indique que nous sommes en présence d'une roche dure et compétente selon la classification du C.M.F.E.<sup>(1)</sup> (22) ( $C_o > 55$  MPa). La dureté et la compétence de cette roche se traduisent également par la valeur élevée du module d'élasticité, 59,8 GPa. On remarque aussi que la résistance en compression ( $C_o$ ) vaut 1/337 fois le module d'élasticité ( $E_r$ ), ce qui rejoint la relation dérivée par JUDD et HUBER (41),  $C_o = E_r/350$ ;

---

(1) C.M.F.E.: Canadian Manuel on Foundation Engineering (22).

3. D'après la revue de littérature qui a été résumée au chapitre 2, nous pouvons donc prévoir une distribution non-uniforme des contraintes le long de l'ancrage, vu la valeur élevée du module d'élasticité; la valeur du rapport entre le module d'élasticité de l'acier et le module d'élasticité de la roche est d'environ 3,3;
4. Il est établi que le module d'élasticité d'une roche est fonction principalement du degré de fissuration; sa valeur absolue dépend également de la nature minéralogique des grains. Cependant selon le degré de fissuration la phase de serrage, qui correspond au début de la courbe contrainte versus déformation, est plus ou moins intense. Or on aperçoit dans les courbes contrainte versus déformation (annexe A) que cette phase de serrage est quasiment inexistante, ce qui implique dans une certaine mesure que la roche en question est dépourvue de fissures et d'espaces vides. Ceci explique également en partie les valeurs élevées des caractéristiques mécaniques intrinsèques de cette roche;
5. Les valeurs de la célérité des ondes mesurées dans plusieurs directions pour chaque échantillon furent très proches, ce qui nous permet de considérer cette roche comme isotrope. Ces essais ont également montré la nature homogène de la roche compte tenu de la similarité retrouvée dans les résultats d'un échantillon à l'autre.

#### 3.3.3.2 Tige d'acier

La tige d'acier utilisée pour les ancrages est une tige crânelée de type Dywidag (annexe B) avec un diamètre nominal égal à 36 mm. Les résultats obtenus d'essais de tension sur des éprouvettes confectionnées à partir d'une tige sont compilés dans le tableau 3.2. Une courbe contrainte

versus déformation est montrée dans l'annexe B.

Les résultats montrent que l'on devrait s'attendre à des charges de limite élastique et de limite de rupture pour une tige égales respectivement à 860 kN et 1030 kN, ce qui correspond aux valeurs proposées par le manufacturier.

### 3.3.3.3 Produits de scellement

Les produits de scellement utilisés pour l'injection des ancrages sont soit une résine époxy ou plus généralement des coulis de ciment usuels avec l'ajout ou la substitution au ciment des produits suivants: agent expansif (poudre d'aluminium), superplastifiant, fumée de silice, sable d'Ottawa (A.S.T.M. C 109). Dans tous les cas, le ciment utilisé est un ciment portland de type 10. L'identification exacte de ces produits est montrée dans le tableau 3.3. Le scellement C1 correspond à un coulis usuel (eau + ciment) ayant un rapport massique eau/ciment égal à 0,4. Le scellement C2 correspond à un coulis expansif, fabriqué comme C1, dans lequel on a ajouté de la poudre d'aluminium à raison de 0,05 g pour 1000 g de ciment. L'adjuvant est utilisé pour limiter le retrait et générer une expansion du coulis ce qui permet une meilleure adhésion au niveau des surfaces de contact (tige-coulis et roche-coulis) tel que schématisé dans la figure 3.4. Dans le scellement C3, 10% de la masse du ciment utilisé dans C2 furent remplacés par la même quantité de fumée de silice. Quant au scellement C4, il a été fabriqué en rajoutant au scellement C3 une masse de sable égale à la masse totale du ciment et de la fumée de silice afin d'obtenir un retrait volumique plus faible dans le scellement.

La viscosité des produits de scellement contenant de la fumée de silice, C3 et C4, a été ramenée à la même valeur que celle des produits C1 et C2 en ajoutant une quantité de superplastifiant à base de naphthalène indiquée dans le tableau 3.3.

Il est à noter que le coulis de ciment C2 constitue le produit de scellement principal dans cette étude. Les autres produits à savoir les coulis de ciment (C1, C3, C4) et la résine époxy sont rapportés ici à titre de complément pour fin de comparaison. Les résultats des coulis de ciment (C1, C3, C4) proviennent d'une étude intitulée "Résistance à l'Arrachement d'Ancrages Scellés avec Différents Types de Ciment" réalisée dans le cadre d'un rapport de recherche (15), tandis que ceux de la résine époxy proviennent d'une étude intitulée "Essais de Fluage à Long Terme sur des Ancrages Scellés avec la Résine" effectuée pour la société HYDRO-QUEBEC (6).

Lors de l'injection des ancrages en chantier, des échantillons de coulis ont été confectionnés; il s'agit de cylindres de diamètre égal à 52 mm et d'un élanement de 2. Des cylindres de mêmes dimensions, de résine époxy, furent confectionnés en laboratoire. Les caractéristiques mécaniques de ces produits de scellement, évaluées après 28 jours<sup>(1)</sup> de mûrissement, sont illustrées dans le tableau 3.4. Des courbes typiques contrainte versus déformation, pour le coulis C2, sont montrées dans l'annexe C.

Notons que pour la résine époxy, les caractéristiques mécaniques à 3, 91 et 365 jours furent aussi évaluées (6). Les résultats obtenus à 3 jours furent déjà très élevés et ne furent différents que de peu par rapport à ceux obtenus à 28, 91 et 365 jours. Ceci démontre l'efficacité d'un tel produit à court terme (3 jours dans ce cas). A titre de comparaison, les

---

(1) 28 jours: Durée qui correspond aussi au commencement des essais sur les ancrages installés en chantier.

coulis de ciment n'atteignent des valeurs de résistance à peu près constantes qu'après une période d'environ 3 à 4 semaines.

De l'examen du tableau 3.4, il apparaît que:

1. La poudre d'aluminium fait diminuer les caractéristiques mécaniques (résultats du coulis C1 versus ceux du coulis C2): ainsi la résistance à la compression diminue de 64,3 MPa à 49,5 MPa, la résistance à la traction de 4,7 MPa à 3,2 MPa et le module d'élasticité de 17,6 GPa à 11,1 GPa. Ces diminutions sont attribuables aux vides créés par le dégagement de l'hydrogène. L'introduction de la fumée de silice et de sable dans le produit C2 (préparation de C3 et C4) a néanmoins amélioré les caractéristiques mécaniques qui ont rattrapé et dépassé celles du produit de base C1. Nous verrons aussi plus loin que l'adhérence mobilisée par le coulis avec adjuvant (C2) est plus élevée que celle produite par le coulis sans adjuvant (C1);
2. Compte tenu de la valeur du module d'élasticité de la roche (59,8 GPa), les valeurs des modules d'élasticité des produits de scellement (11 GPa à 17,9 GPa) nous indiquent, d'après la littérature présentée dans le chapitre 2, qu'il y aura une concentration de contraintes au niveau de l'extrémité tendue de l'ancrage (figure 2.11). Aussi sur la base de cette littérature, nous devons également s'attendre à avoir une rupture de l'ancrage dans le produit de scellement, vu la supériorité des caractéristiques mécaniques de la roche (tableau 3.1) par rapport à celles des produits de scellement;
3. Notons enfin que la résine époxy présente des caractéristiques mécaniques nettement supérieures à celles des produits à base de ciment; nous verrons plus loin, cependant, qu'il n'en va pas de même pour la résistance au cisaillement mobilisée.

### 3.4 Essais sur les ancrages en chantier

Trois types d'essais furent entrepris sur les ancrages (figure 3.5) installés en chantier. Il s'agit de:

1. Essais d'arrachement;
2. Essais de fluage;
3. Essais de relaxation.

En premier, nous présentons les techniques de mise en oeuvre entreprises pour la réalisation et l'installation en chantier; cette procédure est commune à tous les ancrages (les 3 types d'essais confondus).

#### 3.4.1 Mise en oeuvre

La mise en oeuvre traite du forage des trous, de l'injection des ancrages et de l'instrumentation des tiges avec des jauges de déformation.

##### (i) Forage des trous

Les caractéristiques géologiques et mécaniques du massif rocheux, roches massive, dure et compétente, ont permis de réaliser le forage des trous par rotation et percussion, avec de l'air comprimé comme élément évacuateur. Les trous ont été forés verticalement à l'aide d'un système de guidage du trépan contrôlé par un fil à plomb (figure 3.6). Le diamètre des trous forés est de 76,2 mm (3 pouces) pour les scellements à base de ciment et de 63,5 mm (2,5 pouces) pour ceux à base de résine. Une vue de la disposition des trous est montrée dans la figure 3.2. L'espacement entre les trous d'une même rangée et entre chaque rangée est environ 80 cm ce qui

correspond à 10,5 fois le diamètre du trou foré. Les longueurs des trous ont été diverses, compte tenu des longueurs ancrées prévues dans le programme d'essais (de 70 à 2000 mm).

Tout au long de l'opération de forage, le taux de pénétration demeurait constant à environ 400 mm/mn et aucun changement de la nature et de la couleur de la roche n'a été observé. Ces deux indices viennent confirmer une nouvelle fois la nature homogène de la roche.

Une fois le forage des trous terminé, nous avons procédé à la vérification de l'étanchéité de chaque trou en le remplissant avec de l'eau. Après une période d'observation de plus de 24 heures, aucune perte d'eau significative n'a été constatée.

#### (ii) Injection des ancrages

Le mélange du produit de scellement à base de ciment a été fait par malaxage pendant une durée d'environ 5 minutes dans un malaxeur à haute énergie de brassage. Suite à cette opération, on a nettoyé avec de l'eau les parois du trou de forage puis on a asséché le fond. La quantité de coulis désirée fut versée par gravité à partir de la surface. Enfin le coulis de scellement mis dans le trou fut remué plusieurs fois à l'aide d'une tige pour fin d'homogénéisation. Cette opération de malaxage achevée, la tige d'ancrage fut mise soigneusement en place en s'assurant qu'elle soit bien centrée dans le trou.

L'injection des ancrages avec de la résine a été réalisée comme suit:

1. Perforation des cartouches<sup>(1)</sup> de résine dans le trou de forage par la tige d'ancrage;

---

(1) Une cartouche a les dimensions suivantes:  
longueur = 305 mm, diamètre = 40 mm

2. Rotation appliquée à la tige à l'aide d'un outil pneumatique pendant 2 à 3 minutes. La rotation fut de l'ordre de 30 à 50 tours/minute, dans un sens tel que les crénelures ou filets de la tige mélangent les deux composantes de la résine en poussant celle-ci au fond du trou.

Dans tous les cas, les tiges furent maintenues fixes durant le mûrissement du scellement en se servant de coins de bois. La longueur ancrée fut contrôlée durant l'injection par le volume du scellement introduit dans le trou et fut mesurée plus précisément après le mûrissement. Une plate-forme d'essai en béton armé fut préparée en surface à la tête de chaque ancrage fin qu'il y ait une bonne assise des appareils (plaque d'appui, cellule de charge et vérin) lors des essais.

#### (iii) Instrumentation des tiges

Afin de déterminer de façon expérimentale la distribution des contraintes le long d'un ancrage, plusieurs tiges ont été instrumentées à l'aide de jauges de déformation.

Les jauges de déformation utilisées sont fabriquées par MEASUREMENTS GROUP, INC. (Raleigh, North Carolina - U.S.A.) et ont les caractéristiques suivantes: type de jauge EA-06-062AA-120, d'une longueur de 9 mm avec une résistance de  $120 \pm 0,18$  ohms et un facteur de jauge de 2,015.

En général 8 à 12 jauges, dépendamment de la longueur ancrée, furent disposées le long de deux génératrices diamétralement opposées de chaque tige. Comme on prévoit une concentration de contraintes au niveau de l'extrémité tendue de l'ancrage, la répartition des jauges dans cette zone, niveau supérieur de la longueur ancrée, fut plus dense. Il est à noter qu'en plus de ces jauges réparties tout le long de la longueur ancrée, nous avons placé une à deux jauges dans la zone libre de la tige; ces jauges ont

servi de comparaison à la charge extérieure exercée en tête de l'ancrage.

Toutes les jauges furent collées entre deux crénelures et les fils électriques correspondants furent insérés dans deux rainures usinées longitudinalement de chaque côté de la tige et recouvertes d'une colle époxy (figure 3.7). L'usinage des deux rainures le long de la tige a réduit sa section de  $28 \text{ mm}^2$  ce qui représente 2,75% de la section initiale,  $1018 \text{ mm}^2$ , et il en a été tenu compte dans les analyses correspondantes.

### 3.4.2 Essais d'arrachement

Nous présentons ci-après les objectifs du programme, la procédure d'essai appliquée et la géométrie des ancrages testés. Un cheminement similaire se répétera également dans la présentation des essais de fluage et des essais de relaxation.

Les essais d'arrachement rapportés ici, portent sur des ancrages scellés avec les coulis de ciment C1, C2, C3 et C4 d'une part et avec la résine époxy d'autre part. Nous retrouvons un total de 33 ancrages répartis comme suit: 14 ancrages dont 6 instrumentés pour le coulis C2, 11 ancrages pour la résine, 2 ancrages pour le coulis C1, 2 ancrages pour le coulis C3 et 6 ancrages pour le coulis C4.

#### (i) Objectifs du programme

Nous avons recherché à l'aide de ce programme l'influence du type de scellement employé sur la résistance à l'arrachement et l'influence de la longueur ancrée sur les points principaux suivants:

1. La charge de rupture;
2. Le mode de rupture;

3. La résistance au cisaillement mobilisée à la rupture;
4. La distribution des déformations axiales dans la tige et de là celles des contraintes de cisaillement au niveau du contact tige-coulis. La détermination de l'évolution des contraintes de cisaillement en fonction de l'augmentation de la charge d'arrachement nous permet de préciser et d'identifier le mécanisme de rupture ou de décohésion du scellement.

(ii) Méthodologie d'essai

La méthode d'essai appliquée pour les essais d'arrachement est celle recommandée par l'International Society for Rock Mechanics: "Rockbolt Testing" (40), qui consiste à augmenter la tension dans l'ancrage jusqu'à son arrachement. Toutefois, pour trois ancrages instrumentés, nous avons utilisé la méthode d'essai proposée par SCHNABEL (78): une charge d'assise est appliquée puis les charges sont accrues par cycle avec un déchargement à la charge d'assise entre chaque cycle afin de mesurer les déformations résiduelles.

Dans l'une ou l'autre méthode, les charges furent appliquées à une vitesse de chargement d'environ 45 kN/mn, avec un vérin évidé (SIMPLEX modèle No HC 100-2 DAT) d'une capacité de 1100 kN. Ce vérin est actionné par une pompe hydraulique à main (SIMPLEX modèle No RP8DR) d'une capacité de 69 MPa. Le déplacement en tête de la tige a été observé avec un comparateur (MERCER) à 0,01 mm fixé sur un trépied. Les lectures des jauges de déformation pour les ancrages instrumentés ont été relevées à l'aide d'un appareil électrique (BUDD); les valeurs lues sont exprimées en microdéformation ( $10^{-6}$ ). Il est à noter qu'une calibration en laboratoire de tous ces appareils a précédé la conduite des essais en chantier. Une vue de ces appareils, faisant partie du montage de l'essai, est montrée dans la figure 3.8.

(iii) Caractéristiques géométriques des ancrages

Les ancrages testés sont compilés dans les tableaux 3.5, 3.6 et 3.7 respectivement pour le coulis C2, les coulis C1, C3 et C4 et la résine époxy. Dans chaque tableau, on retrouve le type de scellement utilisé, la valeur de la profondeur du trou, de la longueur libre au cours de l'essai, de la longueur ancrée, du rapport entre la longueur ancrée et le diamètre de la tige et finalement du rapport entre la longueur ancrée et le diamètre du trou de forage. Notons que dans l'identification des ancrages, on retrouve le type de coulis utilisé (C1, C2, C3, C4 ou R), la lettre A qui signifie que l'ancrage fut soumis à un essai d'arrachement, la lettre I dans le cas où l'ancrage est instrumenté et la longueur ancrée exprimée en mm. Ainsi l'exemple suivant C2AI350 signifie: ancrage instrumenté d'une longueur ancrée égale à 350 mm, scellé avec le coulis de ciment C2 et ayant été soumis à un essai d'arrachement. Une codification similaire fut aussi utilisée pour les ancrages soumis à des essais de fluage et des essais de relaxation, sauf que la lettre A devient F ou R respectivement pour essai de fluage et essai de relaxation.

Le tableau 3.5 (coulis C2) nous montre qu'une large gamme de valeurs (70 mm à 1510 mm) fut choisie pour la longueur ancrée; par ailleurs les valeurs  $LA/d$  nous montrent que nous sommes en présence d'ancrages considérés comme courts ( $LA/d < 8$ ) et longs ( $LA/d > 16$ ) selon MARTIN (54).

Compte tenu des diamètres de la tige (36 mm) et de ceux du trou de forage, 76,2 mm pour les coulis à base de ciment et 63,5 mm pour la résine époxy, nous avons un anneau de scellement autour de la tige d'une épaisseur égale respectivement à 20 mm<sup>(1)</sup> et à 14 mm<sup>(1)</sup> pour les coulis à base de

---

(1) Valeurs couramment utilisées en pratique (BRUCE (19)).

ciment et la résine époxy.

La longueur libre au cours de l'essai, définie par la distance entre le haut de la zone ancrée et la tête du dispositif de blocage de la tige (figure 3.8a) dépend de la profondeur du trou non injecté et des dimensions de l'appareillage utilisé pour l'essai. Sa variation de longueur n'a aucune influence sur le comportement de l'ancrage; toutefois plus cette longueur est élevée plus le déplacement relevé en tête de la tige est élevé, pour un effort donné (loi de HOOKE).

### 3.4.3 Essais de fluage

Les essais de fluage présentés ici, portent sur des ancrages scellés avec le coulis de ciment C2 et avec la résine époxy. Nous retrouvons un total de 21 ancrages répartis comme suit: 13 ancrages, dont 2 instrumentés, pour le coulis C2 et 8 ancrages pour la résine époxy.

#### (i) Objectifs du programme

Nous voulions à l'aide de ce programme examiner particulièrement les points suivants:

1. L'influence de la longueur ancrée sur la charge critique de fluage et sur la résistance au cisaillement mobilisée au seuil de fluage;
2. L'influence de la longueur libre sur la charge critique de fluage;
3. La répartition des déformations axiales dans la tige et des contraintes de cisaillement au niveau du contact tige-coulis en fonction du temps pour une charge maintenue constante en tête de l'ancrage.

Notons aussi qu'une comparaison a pu être faite entre les essais de fluage et les essais d'arrachement, notamment au niveau des charges

critiques de fluage et des charges de rupture observées lors d'arrachements.

(ii) Méthodologie d'essai

La méthode d'essai appliquée fut celle proposée par le bureau français SECURITAS (79). Cette méthode fut décrite dans le chapitre 2; elle est schématisée dans la figure 2.30.

(iii) Caractéristiques géométriques des ancrages

Les ancrages testés sont compilés dans les tableaux 3.8 et 3.9 respectivement pour le coulis C2 et la résine époxy. Dans chaque tableau, on retrouve les valeurs de la longueur ancrée, de la longueur libre et du trou de forage pour chacun des ancrages testés.

En ce qui concerne les 13 ancrages injectés avec le coulis C2, on retrouve la géométrie suivante:

- . pour les 2 ancrages instrumentés, les longueurs ancrées sont égales à 250 mm et 1000 mm; la longueur libre a été maintenue constante à environ 1000 mm pour les 2 ancrages;
- . pour 10 ancrages parmi les 11 non instrumentés, les longueurs ancrées sont d'environ, 500, 750, 1050, 1500 et 2000 mm, et pour chaque longueur ancrée correspondent deux longueurs libres distinctes soit environ 1300 et 2750 mm. L'autre ancrage a une longueur ancrée et une longueur libre égales respectivement à 350 mm et à 1000 mm.

Pour les 8 ancrages scellés avec de la résine, la longueur ancrée a varié de 160 à 1050 mm; la longueur libre est plus ou moins constante et égale à environ 1000 mm pour chacun des 8 ancrages.

#### 3.4.4 Essais de relaxation

La relaxation d'un ancrage est caractérisée généralement par une perte de charge dans le temps, après que l'ancrage eut été préalablement tensionné et bloqué à une charge initiale.

De point de vue pratique, on recherche à connaître ces pertes de charge afin que l'ancrage soit bloqué à une charge initiale suffisante pour qu'en tout temps la stabilité de l'ouvrage retenu demeure assurée.

Les pertes par relaxation sont usuellement évaluées en pratique à l'aide des deux méthodes suivantes que nous avons utilisées dans la présente étude:

1. En utilisant une cellule de charge qui est incorporée entre la plaque d'assise en tête de l'ancrage et l'écrou de blocage. La lecture relevée sur la cellule de charge fournie la charge dans l'ancrage par simple utilisation de la courbe de calibration de la cellule;
2. En procédant à un essai de mesure de la charge résiduelle. Cet essai consiste à tensionner l'ancrage à l'aide d'un vérin et on relève le déplacement observé en tête de la tige en fonction de la charge appliquée. La charge résiduelle ou la charge bloquée dans l'ancrage est ensuite déduite graphiquement de la courbe déplacement versus charge appliquée.

Cette deuxième méthode, qui interrompt évidemment le déroulement de l'essai, contrairement à la première méthode, fut utilisée dans le cadre de cette recherche pour les deux raisons suivantes;

1. Lorsqu'on a entrepris ce programme d'essais de relaxation, on ne disposait pas encore de cellules de charge pour équiper les ancrages;

2. Evaluer la charge dans l'ancrage à la fin d'un programme de tensionnement pour la comparer à celle enregistrée par la cellule de charge.

Les essais de relaxation décrits ici, portent sur des ancrages qui furent scellés avec le coulis de ciment C2 et la résine époxy R. Les résultats de 14 ancrages répartis comme suit seront présentés: 10 ancrages pour le coulis C2 et 4 ancrages pour la résine époxy.

(i) Objectifs du programme

Ce programme a été entrepris pour rechercher particulièrement l'influence des paramètres suivants sur les pertes de charge:

1. La longueur ancrée et la longueur libre;
2. Le niveau de chargement;
3. Le déchargement et retensionnement.

Il est à noter que chacun des aspects précités provient des travaux réalisés sur les ancrages injectés avec l'un et/ou l'autre produit de scellement (C2, R).

Les pertes de charge qui surviennent habituellement au blocage de l'ancrage furent quantifiées afin d'évaluer leur degré d'importance relativement à la charge de blocage et aussi d'examiner si elles ont une relation avec la géométrie de l'ancrage (longueur ancrée et libre). Ces pertes que l'on peut qualifier de pertes de charge instantanées doivent être considérées en pratique surtout pour déterminer quelle charge doit-on exercer avec le vérin sur l'ancrage au moment de sa mise en tension et blocage afin de développer une charge initiale dans l'ancrage,  $P_i$ , donnée.

$P_i$  étant donné, le fluage du produit de scellement et de la roche ainsi que la relaxation de l'acier de la tige d'ancrage vont occasionner des pertes de charge additionnelles en fonction du temps, pertes de charge

différentes, et que l'on a cherché à quantifier.

(ii) Opération de mise en tension et blocage des ancrages

La mise en tension et le blocage des ancrages ont été effectués de la façon suivante: après la lecture du micromètre en tête de la tige de l'ancrage et de la cellule de charge, on augmente la charge à environ 45 kN/mn, on prend la mesure de la charge (pression d'huile dans le vérin), du déplacement en tête de la tige et de la lecture de la cellule de charge à chaque accroissement de 45 kN et ceci jusqu'à la tension désirée. Le blocage de la charge a été réalisé en serrant l'écrou, depuis l'ouverture pratiquée dans la chaise, à l'aide d'une clef et d'un marteau tel qu'illustré dans la figure 3.9. Une vue d'un ancrage après l'opération de blocage est montrée dans la figure 3.10.

Toutes les cellules de charge utilisées, à l'exception de 3, furent fabriquées à l'Université de Sherbrooke pour les besoins de cette étude. Chaque cellule de charge fut équipée de 4 jauges de déformation; ces jauges furent connectées entre elles afin de réaliser un pont complet, ceci en effet permet d'annuler les effets des variations de température sur les lectures relevées. Une description de la construction, de l'équipement utilisé et une courbe de calibration typique sont présentés dans l'annexe D. Les 3 autres cellules de charge utilisées sont de marque Telemac CV3, équipées chacune de 3 cordes vibrantes et fabriquées par ROCTEST Limitée (Montréal, Québec). Ces cellules nous ont été fournies par Hydro-Québec pour les besoins des essais sur les ancrages injectés avec la résine époxy. Pour chacune des cellules de charge, nous avons établi en laboratoire une courbe de calibration, avant sa mise en place dans l'ancrage.

(iii) Caractéristiques géométriques des ancrages

Les ancrages utilisés sont compilés dans le tableau 3.10. On retrouve pour chaque ancrage: le produit de scellement, la longueur ancrée, la longueur libre et la profondeur du trou de forage. Ainsi on relève pour les 10 ancrages injectés avec le coulis de ciment C2, des longueurs ancrées d'environ 500, 750, 1100, 1550 et 2000 mm, et pour chaque longueur ancrée correspond deux longueurs libres distinctes soit environ 1450 et 2900 mm. Pour les 4 ancrages injectés avec de la résine, la longueur ancrée a varié de 640 à 1440 mm; la longueur libre est demeurée plus ou moins constante à environ 2900 mm.

(iv) Déroulement du programme d'essais

Nous montrons dans les tableaux 3.11 et 3.12 les diverses phases du programme d'essais de relaxation auxquelles furent soumis les ancrages injectés respectivement avec le coulis C2 et avec la résine. Dans ces deux tableaux on retrouve notamment les dates du début et de la fin de chacune des phases de mise en tension et blocage ainsi que les valeurs des charges initiales et ce pour chacun des ancrages testés.

Ainsi le programme d'essais sur les 10 ancrages scellés avec le coulis C2 nous montre donc qu'outre l'examen de l'influence de la longueur ancrée et de la longueur libre sur les pertes de charge, nous voulions aussi examiner l'influence du niveau de chargement, illustré par les 3 phases de mise en tension et blocage (tableau 3.11). Les charges initiales appliquées sur les ancrages ont varié, selon la phase, comme suit:

• phase 1 (pour les 10 ancrages)

191 kN (C2R500) à 216 kN (C2R2020):

Ce qui représente environ 22% à 25% de la charge limite élastique de la tige (860 kN)

- phase 2 (pour les 10 ancrages)

436,1 kN (C2R1100) à 516,5 kN (C2R1600):

Ce qui représente environ 51% à 60% de la charge limite élastique de la tige.

- phase 3 (pour 8 ancrages)

750 kN (C2R1100) à 835 kN (C2R1600):

Ce qui représente environ 87% à 97% de la charge limite élastique de la tige.

666,6 kN et 673,3 kN (pour les 2 ancrages C2R520 et C2R500):

Ce qui représente environ 88% et 89% de la charge de rupture d'arrachement (760 kN) pour ces 2 ancrages.

Si l'on regarde maintenant le programme d'essais sur les 4 ancrages scellés avec la résine époxy, on constate qu'outre l'examen de l'influence de la longueur ancrée sur les pertes de charge, nous désirions aussi examiner l'influence du déchargement et retensionnement sur les pertes de charges: ceci est illustré par les 2 phases de mise en tension et blocage (tableau 3.12). Les charges initiales appliquées sur ces quatre ancrages ont varié, selon la phase considérée, comme suit:

- phase 1 (pour les 4 ancrages)

641,9 kN (RR640) à 830 kN (RR1280):

Ce qui représente environ 75% à 96% de la charge limite élastique de la tige (860 kN).

. phase 2 (pour les 3 ancrages)

795,6 kN (RR1440) à 816,7 kN (RR960):

Ce qui représente environ 93% à 95% de la charge limite élastique de la tige.

Lors de cette phase 2, le premier ancrage, RR640, a été rupturé, involontairement, à 884,5 kN lors de l'opération de mise en tension et blocage; après seulement une charge initiale d'environ 410,7 kN a pu être maintenue à cause du frottement du scellement sur la paroi rocheuse et/ou la tige.

Enfin il est à noter qu'à partir de la deuxième phase de mise en tension et blocage, tous les ancrages utilisés (coulis et résine) furent équipés chacun d'une cellule de charge sauf pour l'ancrage RR1440 qui lui fut équipé dès le début, c'est-à-dire dès la première phase. Dans le but de pouvoir néanmoins suivre l'évolution des charges dans les ancrages au cours de la première phase, en l'absence de cellules de charge, on a alors pensé à la solution de disposer une à deux jauges de déformation sur la longueur libre de chacun des ancrages; les résultats obtenus n'ont pas été cependant très concluants et l'on n'en a pas tenu compte. Les pertes de charge rattachées à la première phase furent alors déterminés à la fin de la phase par la méthode de mesure de la charge résiduelle. Une vue d'ensemble des ancrages équipés de cellules de charge pour les essais de relaxation en chantier est présentée dans la figure 3.11.

## CHAPITRE 4

### ANALYSE ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS OBTENUS DES ESSAIS SUR LES ANCRAGES

#### 4.1 Introduction

Ce chapitre a comme but d'analyser et d'interpréter les résultats qui ont été obtenus lors des travaux sur les ancrages. On trouvera dans les sections qui suivent les résultats des essais soit:

- . Essais d'arrachement;
- . Essais de fluage;
- . Essais de relaxation.

#### 4.2 Analyse des essais d'arrachement

##### 4.2.1 Résistance à l'arrachement

Un résumé des charges de rupture et des contraintes moyennes de cisaillement mobilisées à la rupture selon les modes de rupture observés est présenté dans les tableaux 4.1 à 4.3. Les contraintes moyennes de cisaillement au niveau des contacts tige-coulis,  $\tau_{t-c}$ , et roche-coulis,  $\tau_{r-c}$ , furent calculées en utilisant les expressions suivantes:

$$\tau_{t-c} = \frac{P_{rupt}}{\pi d LA} \quad (4.1)$$

$$\tau_{r-c} = \frac{P_{rupt}}{\pi D LA} \quad (4.2)$$

- $\tau_{t-c}$  = contrainte moyenne de cisaillement au contact tige-coulis  
 $\tau_{r-c}$  = contrainte moyenne de cisaillement au contact roche-coulis  
 $P_{rupt}$  = charge de rupture  
 $d$  = diamètre de la tige  
 $D$  = diamètre du trou de forage  
 $LA$  = longueur ancrée

Les tiges ont été arrachées par un cisaillement du coulis tel qu'illustré dans la figure 4.1. Ces essais montrent donc que la rupture au niveau du contact tige-coulis est caractérisée par un cisaillement du coulis situé en bordure des crénelures de la tige.

Les propriétés mécaniques élevées de la roche (tableau 3.1) et la rugosité des parois du trou (présence d'aspérités) obtenue par le forage à rotation et percussion, ont fait que les ruptures des ancrages se sont produites soit au niveau du contact tige-coulis soit dans l'acier (atteinte ou dépassement de la charge limite élastique de la tige).

LITTLEJOHN et BRUCE (48) prétendent que les ruptures à l'arrachement d'ancrages se produisent surtout au niveau du contact roche-coulis et que la conception des tiges injectées doit être basée sur ce mode de rupture. Ceci est vraisemblablement applicable dans les sols ou une roche très tendre. D'après nos résultats pour une tige injectée avec un coulis de ciment ou une résine époxy, dans une roche dure, la rupture se produit plutôt au contact tige-coulis.

Le mode de rupture, tige-coulis, observé dans nos essais peut par ailleurs s'expliquer comme suit: la surface de contact de la tige est moindre que celle de la roche, les contraintes de cisaillement seront maximales

à cet endroit. Vu que les caractéristiques mécaniques de la roche sont plus élevées que celles des coulis de ciment ou de la résine utilisés et que le trou de forage est rugueux, donc pas de risque de glissement, alors la rupture se produirait au niveau du contact tige-coulis.

La moyenne des valeurs de la contrainte de cisaillement obtenue avec les ancrages qui ont rupturé au niveau du contact tige-coulis,  $\tau_{t-c}$  ultime, est illustrée dans le tableau 4.4 et ce pour chaque type de scellement. Ces résultats conduisent aux observations suivantes:

1. La résine époxy a une résistance à l'arrachement (12,9 MPa) inférieure à celle des produits à base de ciment, sauf pour C1 (12,6 MPa); pourtant les caractéristiques mécaniques intrinsèques de ce produit (R) sont nettement supérieures à celles des produits à base de ciment. Ceci est attribuable aux malfaçons inévitables survenant lors de l'injection (mauvais contacts dus à des vides, aux morceaux de plastique de la cartouche...) qui par conséquent affectent le développement des mécanismes de l'adhérence. La confection des éprouvettes en laboratoire fut réalisée dans des conditions idéales, ce qui entraîne une surévaluation des caractéristiques mécaniques de la résine par rapport à celles qui existent réellement dans le produit mis en place en chantier. Ainsi la valeur de  $\tau/C_0$  (12%), bien inférieure à celle des produits à base de ciment pourrait être due à la surévaluation de  $C_0$  (110 MPa). La valeur moyenne de  $\tau/C_0$  pour les quatre produits à base de ciment est de  $0,26 \pm 0,03$ ;
2. L'ajout de poudre d'aluminium, de fumée de silice et de sable au coulis usuel C1 pour la préparation des produits C2, C3 et C4 a amélioré la capacité à l'arrachement d'un ancrage. En effet la résistance au cisaillement ou à l'arrachement  $\tau$  a évolué ainsi: 12,6 MPa (C1),

14,5 MPa (C2), 15,8 MPa (C3) et 19,0 MPa (C4). On observe que le gain de résistance apporté par chacun des produits (C2, C3 et C4) par rapport au coulis usuel C1 est respectivement de 1,9 MPa (15,1%), 3,2 MPa (25,4%) et 6,4 MPa (50,8%).

On observe que le coulis C2 constitué de C1 et de la poudre d'aluminium apporte un gain de 1,9 MPa au niveau de la résistance au cisaillement et ce même avec des caractéristiques mécaniques (tableau 3.4) inférieures à celles du produit de base (C1).

L'augmentation de la résistance à l'arrachement observée dans les trois derniers cas (C2, C3 et C4) peut être expliquée ainsi:

1. La poudre d'aluminium présente dans les trois produits engendre un confinement du scellement. En effet l'empêchement, par les parois du trou de forage et la masse de la colonne du scellement, de l'expansion du coulis créée par le dégagement de l'hydrogène induit une pression de confinement (figure 3.4) et donc une amélioration de l'adhérence. Cette précompression compense par ailleurs les contraintes de tension résultant du retrait et ainsi élimine les fissures. Par ailleurs, le contact du coulis avec la surface de la barre et des parois du trou de forage est également amélioré;
2. Le sable contenu dans C4 fait, de ce dernier, le produit le plus résistant à l'arrachement. L'incompressibilité du sable agit à deux niveaux:
  - . réduction du retrait volumique du coulis, d'où une amélioration de l'adhésion;
  - . dilatance à la rupture, d'où une augmentation de la résistance par friction. En effet l'arrachement d'un ancrage injecté crée une fracturation ou une fissuration dans le coulis de scellement (NATAU et

WULLSCHLAGER (62)); à l'augmentation de volume du coulis induite par la fracturation il y aurait une réaction de serrage du massif rocheux qui applique une contrainte normale de réaction sur la surface de la tige et les parois du trou de forage. Cette contrainte, qui contribuera à la résistance par friction, sera d'autant plus élevée que le massif rocheux est compétent (très peu déformable) et que le coulis est très peu compressible.

3. La fumée de silice contenue dans les produits C3 et C4 agit

tout particulièrement au niveau de:

- . l'augmentation de la résistance à la compression, se traduisant par un accroissement de la résistance au cisaillement du scellement;
- . la diminution de la porosité et du diamètre des pores, conduisant à une diminution de la compressibilité (AITCIN et al. (3)), d'où une susceptibilité à la dilatance lors de la rupture.

Ces deux effets de la fumée de silice se traduisent par une augmentation importante de la résistance à la compression et du module d'élasticité du produit C3 (C2 + fumée de silice) par rapport au produit C2 (tableau 3.4).

De ces essais, il ressort qu'un produit de scellement qui présente les meilleures caractéristiques mécaniques en laboratoire, ne signifie pas forcément une meilleure résistance à l'arrachement. Ainsi des facteurs tels que: le confinement, un faible retrait et la dilatance jouent un rôle important vis-à-vis de la résistance à l'arrachement, comme le montrent ces résultats.

Le confinement et un faible retrait agissent tout particulièrement au niveau de la résistance par adhésion. La dilatance, quant à elle, influe

sur la résistance par friction.

De plus, le scellement doit posséder une bonne résistance à la compression, lui permettant de développer une résistance au cisaillement accrue lors de son cisaillement par les crénelures de la tige. Ceci est le cas du produit C4, du moins dans le cadre de ces essais.

#### 4.2.2 Longueur ancrée versus charge de rupture

Les charges de rupture obtenues pour les différents types de scellement sont reportées dans la figure 4.2, en fonction des longueurs ancrées correspondantes.

On observe que les ancrages injectés avec le coulis de ciment C4, montrent de façon très significative des charges de rupture supérieures à celles des ancrages injectés avec le reste des produits de scellement utilisés. Ainsi avec le produit C4, une longueur ancrée d'environ 470 mm fut suffisante pour atteindre une charge de rupture dans l'ancrage de 1000 kN, donc très proche de la charge de limite de rupture de la tige (1030 kN).

Les nombreux résultats obtenus avec les produits C2 et R nous montrent qu'il existe une relation linéaire entre la charge de rupture et la longueur ancrée. Pour ainsi dire, les 2 courbes (C2 et R, figure 4.2) se décomposent chacune en deux zones: une première zone dans laquelle la charge de rupture croît fortement et de façon linéaire en fonction de la longueur ancrée; dans la deuxième zone la charge de rupture demeure constante à environ 1030 kN (charge de limite de rupture de la tige), du moins pour le type d'essai considéré ici. Suite à ces résultats, nous pouvons ainsi suggérer les relations suivantes:

## 1. Résine époxy (R)

$$P_{\text{rupt}} \text{ [kN]} = 1,42 \times \text{LA pour LA} \leq 700 \text{ mm} \quad (4.3)$$

$$P_{\text{rupt}} \text{ [kN]} = 1030 \text{ kN pour LA} > 700 \text{ mm} \quad (4.4)$$

## 2. Coulis de ciment (C2)

$$P_{\text{rupt}} \text{ [kN]} = 1,59 \times \text{LA pour LA} \leq 605 \text{ mm} \quad (4.5)$$

$$P_{\text{rupt}} \text{ [kN]} = 1030 \text{ kN pour LA} > 650 \text{ mm} \quad (4.6)$$

A titre de comparaison, pour le coulis le plus résistant, C4, on a les relations suivantes:

$$P_{\text{rupt}} \text{ [kN]} = 2,12 \times \text{LA pour LA} \leq 470 \text{ mm} \quad (4.7)$$

$$P_{\text{rupt}} \text{ [kN]} = 1030 \text{ kN pour LA} > 470 \text{ mm} \quad (4.8)$$

La longueur ancrée qui sépare la première zone de la deuxième, pour le coulis C2, se situe à environ 650 mm. Ainsi une longueur ancrée égale à 650 mm,  $\text{LA}/d = 18$ , constitue la longueur optimum. Nous verrons cependant plus loin que l'atteinte de la force de rupture, 1030 kN, pour l'ancrage instrumenté, C2AI710, donc un ancrage ayant une longueur ancrée proche de la longueur ancrée optimum, a engendré une décohésion du coulis sur une grande partie de la longueur injectée: il en résulterait entre autres des risques accentués pour la corrosion dans un cas pratique. Des ancrages avec une telle longueur ancrée peuvent être néanmoins acceptables pour des utilisations pratiques temporaires (court terme).

Si l'on examine maintenant les variations de la contrainte moyenne de cisaillement en fonction de la longueur ancrée, figure 4.3, on constate

pour les ancrages qui ont rupturé au niveau du contact tige-coulis, donc tiges arrachées, que la contrainte moyenne de cisaillement demeure plus ou moins constante en fonction de la longueur ancrée; ceci a été indirectement vu précédemment par le fait que la charge de rupture augmente de façon linéaire en fonction de la longueur ancrée. Par contre dans le cas où les tiges n'ont pas été arrachées (rupture dans l'acier), on voit que la contrainte moyenne de cisaillement diminue avec l'augmentation de la longueur ancrée, courbe C2 de la figure 4.3. Ceci n'est en fait que le résultat du mode de rupture, la rupture est induite par l'acier, et du calcul de la contrainte moyenne de cisaillement prenant en compte toute la longueur ancrée. L'évolution des contraintes de cisaillement déduites des essais avec des ancrages instrumentés (paragraphe prochain) a montré dans le cas de ces ancrages, particulièrement ceux avec une longueur ancrée élevée (C2AI1060 et C2AI1510), que seul le coulis situé dans la zone supérieure de la longueur ancrée a subi une décohésion; le coulis de la zone inférieure est demeuré quant à lui intact.

La figure 4.4 illustre à titre d'exemple des courbes d'arrachement pour deux ancrages scellés respectivement avec le coulis C4 et la résine époxy.

#### 4.2.3 Evaluation de la résistance au cisaillement roche-coulis

Les résultats présentés précédemment (paragraphe 4.2.1) ont montré que les ruptures des ancrages testés se sont produites soit au niveau du contact tige-coulis soit dans l'acier, et donc seulement la résistance au cisaillement ultime tige-coulis,  $\tau_{t-c}$  ultime, a pu être déterminée. Pour évaluer la résistance au cisaillement ultime roche-coulis,  $\tau_{r-c}$  ultime, on a

alors induit de façon mécanique (DUPUIS (26)) une rupture roche-coulis pour trois ancrages injectés avec le coulis C2 et d'une longueur ancrée variant de 65 mm à 100 mm. Dans ce but, une plaque d'acier d'une épaisseur de 2 cm et d'un diamètre quasi égal à celui du trou de forage fut soudée à l'extrémité inférieure de la tige.

La valeur moyenne de  $\tau$  ultime roche-coulis obtenue est égale à 15,4 MPa  $\pm$  0,8. Un examen visuel du scellement, après l'extraction des tiges, a montré que la rupture roche-coulis s'est produite par un cisaillement du coulis; ceci explique le rapprochement de cette valeur (15,4 MPa) à celle obtenue pour une rupture tige-coulis (14,5 MPa) qui fut aussi caractérisée par un cisaillement du coulis tel que décrit précédemment (paragraphe 4.2.1).

#### 4.2.4 Répartition des contraintes le long des ancrages instrumentés

Les six ancrages instrumentés testés ont été injectés avec le coulis C2 (tableau 3.5); la longueur ancrée a varié d'une longueur courte, 260 mm ( $LA/d = 7,2$ ), à une longueur relativement élevée, 1510 mm ( $LA/d = 41,9$ ).

Le tableau 4.5 compile, pour ces six ancrages, les charges appliquées aux différentes étapes d'arrachement, donc pour lesquelles les lectures enregistrées par les jauges furent relevées. Ce tableau nous permet d'observer que les lectures sur les jauges furent relevées jusqu'à des charges équivalentes à environ 80% de la charge de rupture.

Notons que pour les ancrages C2AI350, C2AI500 et C2AI710, nous avons cependant effectué, entre chaque étape de chargement, un déchargement jusqu'à la charge d'assise égale à 44 kN. A chaque retour à la charge d'assise, les lectures enregistrées par les jauges furent aussi relevées.

Les distributions des déformations axiales mesurées le long de la tige de chacun des six ancrages, après chaque étape de chargement, sont illustrées dans les figures 4.5 à 4.10. Il est important de noter à ce stade-ci que les déformations observées sur les jauges placées en dehors de la zone ancrée, partie libre de la tige, furent à peu près similaires à celles calculées, compte tenu de la charge appliquée. Les valeurs relevées sur ces jauges sont indiquées sur les figures précédentes à  $X/LA = 0$ , donc juste au niveau de l'extrémité tendue de l'ancrage ou le haut du scellement.

Les courbes de distribution des contraintes de cisaillement au contact tige-coulis déduites à partir des déformations axiales, et selon la procédure de calcul présentée dans l'annexe E, sont montrées dans les figures 4.11 à 4.13. Celles-ci traduisent donc pour chaque ancrage l'évolution des contraintes de cisaillement après chaque étape de chargement.

L'analyse de ces résultats, avec un regard particulier sur les profils de distribution des contraintes de cisaillement (figures 4.11 à 4.13), a conduit aux observations suivantes:

1. Les courbes de distributions de la déformation axiale et de la contrainte de cisaillement pour l'ensemble des ancrages semblent suivre une forme exponentielle et ce aux 2 premières étapes de chargement; ainsi la déformation axiale et la contrainte de cisaillement partent chacune d'une valeur maximum se situant proche de l'extrémité tendue de l'ancrage et diminuent par la suite au fur et à mesure qu'elles s'éloignent de cette extrémité. Quoique les déformations mesurées à la deuxième étape de chargement n'aient pas été toujours trouvées proportionnelles à celles mesurées à la première étape (avec un facteur de proportionnalité égal au rapport des 2 charges appliquées), ces résultats nous amènent néanmoins à croire que le comportement des six ancrages est élastique

pour ces 2 premières étapes de chargement: ceci signifierait donc que le coulis demeurerait intact (absence de décohésion) pour des charges appliquées inférieures à environ 20% de la charge de rupture. Notons également pour ces 2 étapes de chargement, que la concentration de contraintes de cisaillement en haut du scellement démontre que la charge appliquée est reprise principalement à cet endroit; le bas de la zone ancrée demeure faiblement sollicité (ancrages C2AI250, C2AI350, C2AI500 et C2AI710) ou pas du tout sollicité (ancrages C2AI1060 et C2AI1510). Cette concentration de contraintes en haut du scellement confirme donc nos prédictions établies sur les bases de la littérature, à savoir qu'elle se retrouve dans le cas d'ancrages injectés dans une roche dure, comme en témoignent ces résultats expérimentaux;

2. A la troisième étape de chargement, on observe pour les six ancres expérimentés un déplacement de la contrainte de cisaillement maximum vers le bas. Ce déplacement est engendré par la décohésion ou la rupture partielle du coulis situé en haut de la zone ancrée. La zone de décohésion se situe théoriquement entre le haut du scellement et le niveau de la contrainte de cisaillement maximum ou pic de contrainte. Dans cette zone l'effort est repris par la friction et/ou l'imbrication mécanique. Le coulis du reste de la zone ancrée demeure quant à lui intact et l'on retrouve une distribution de contraintes de forme similaire à celle décrite précédemment. Ainsi la décohésion du coulis semble visiblement apparaître dès que la charge appliquée dépasse les paliers de chargement suivants:

C2AI260	C2AI350	C2AI500	C2AI710	C2AI1060	C2AI1510
83 à 125kN 20,2 à 30,5% (de la charge de rupture)	112 à 166kN 20,3 à 30,2%	183 à 273kN 24 à 35,2%	282 à 291kN 28,2 à 39,1%	210 à 315kN 21 à 31,5%	220 à 330kN 22 à 33%

D'après ces résultats obtenus durant la phase de chargement on peut considérer que le processus de décohésion intervient pour des charges inférieures à 30% de la charge de rupture; la longueur de scellement au-delà de la longueur optimum (650 mm) ne semble pratiquement pas intervenir.

3. Les étapes de chargement 4 et subséquentes indiquent un déplacement des profils de contraintes de cisaillement avec également les pics de contraintes,  $\tau_{\max}$ , de plus en plus en profondeur. Ceci est le résultat de la propagation de la décohésion du coulis vers le bas de la zone ancrée à mesure que la charge appliquée augmente: ceci confirme un mécanisme de rupture progressive. Cette rupture progressive est ainsi accompagnée d'un transfert de la zone fortement sollicitée, zone du pic de contrainte, vers le bas de la zone ancrée où le coulis demeure encore intact; la décohésion du coulis génère donc une redistribution de contraintes en profondeur à mesure qu'elle progresse vers le bas ce qui confirme ce qu'ont avancés HOLLINGSHEAD (38), PHILIPS (67) et NATAU et WULLSCHLAGER (62). Ces résultats expérimentaux semblent également bien mettre en évidence l'effet de la dureté de la roche, car on peut voir que les contraintes ne se répartissent pas le long de toute la zone ancrée même lorsque la charge appliquée est très proche de la limite élastique de la tige comme en témoigne la figure 4.13 pour les deux ancrages (C2AI1060 et C2AI1510). Disons à toutes fins pratiques pour ces deux ancrages qu'aucune lecture significative n'a été enregistrée par les jauges situées en dehors de 900 mm de profondeur, malgré des charges appliquées très proches de la limite élastique de la tige;
4. Notons qu'il serait très difficile de vouloir quantifier la profondeur de décohésion pour chacun des ancrages testés en fonction des charges

appliquées, puisque les jauges ont permis seulement d'approximer les distributions des contraintes à partir de données isolées, car il n'y a pas des jauges sur toute la longueur de la tige. Néanmoins on peut voir, par exemple, pour les ancrages dont on a pu arracher les tiges (C2AI260, C2AI350 et C2AI500) que presque la totalité du coulis injecté (ou du moins plus du 2/3 de la longueur ancrée) a subi une décohé-sion pour des charges appliquées équivalentes à environ 80% de la charge de rupture, comme en témoignent la présence de concentration de contraintes à la base de la zone ancrée de chacun de ces trois ancrages (figures 4.11 et 4.12). Par la suite l'augmentation de la charge engendre la décohé-sion du reste du coulis qui demeure encore intact provoquant ainsi la rupture de l'ancrage. A partir de ce point la charge commence à baisser comme le montrent les figures 4.5, 4.6 et 4.7, parce que la surface de contact entre la tige et le coulis diminue au fur et à mesure que l'arrachement de la tige procède.

Pour les trois autres ancrages (C2AI710, C2AI1060 et C2AI1510), qui sont tous ancrés sur une longueur supérieure à la longueur optimum (650 mm), on voit par contre que même lorsqu'ils sont sollicités à des charges équivalentes à environ 80% de la limite de rupture de la tige (1030 kN), la décohé-sion du coulis se limite relativement en zone supérieure du scellement, comme en témoignent les positions de concentrations de contraintes pour chacun de ces ancrages, (figures 4.12 et 4.13). Ceci constitue évidemment la raison pour laquelle l'arrachement des tiges n'a pu être réalisé; l'augmentation de la charge par la suite aurait produit une rupture finale pour chacun de ces trois ancrages au niveau de l'acier, comme ce fut le cas de l'ancrage C2AI710 (provoquée accidentellement);

5. On peut finalement résumer le mécanisme de rupture en considérant comme exemple l'ancrage C2AII060, figure 4.13:

- . A de faibles charges ( $P < 210$  kN), la distribution des contraintes est exponentielle sur une longueur de scellement qui n'est pas égale à la longueur ancrée. Il n'y a pas de décohésion du coulis;
- . A une charge moyenne ( $210$  kN  $< P < 315$  kN) il se produit une décohésion du coulis situé en haut de la zone ancrée. Le profil de contrainte de cisaillement devient ainsi divisé en deux zones: une zone supérieure (ou zone de décohésion) dans laquelle la contrainte de cisaillement varie à partir d'une valeur minimum qui se situe en haut du scellement vers une valeur maximum,  $\tau_{\max}$ , qui se situe au début de la zone inférieure (ou zone du coulis intact). Dans cette zone-ci, la distribution de contraintes demeure de type exponentiel; cette zone est une zone d'adhésion. Dans la zone de décohésion (haut du scellement) l'effort est repris par la friction et/ou l'imbrication mécanique. La résistance mobilisée dans cette zone est accrue par les phénomènes de dilatance et d'action de coin développés dans cette partie fracturée ou fissurée du scellement.
- . Enfin à mesure que la charge appliquée  $P$  s'accroît au-delà de  $315$  kN, la décohésion du coulis progresse de plus en plus vers le bas de l'ancrage ainsi que la zone fortement sollicitée,  $\tau_{\max}$ , avec un profil de contraintes toujours divisé en deux zones. Cependant on observe que la résistance de l'ancrage en haut du scellement devient de moins en moins importante à mesure que la décohésion du coulis avance vers le bas; ceci serait dû à une perte totale de la résistance du coulis situé dans cet endroit (cisaillement du coulis par les crénelures).

Si l'on examine maintenant les déformations et les contraintes qui demeurent mobilisées le long des ancrages (C2AI350, C2AI500 et C2AI710) lorsque les charges appliquées sont réduites à la charge d'assise après chaque étape de chargement, figures 4.14 à 4.16, on observe que les distributions des déformations et des contraintes se distinguent visiblement de celles correspondant à la charge d'assise du début de l'essai à partir des paliers suivants:

C2AI350	C2AI500	C2AI710
55 et 112 kN	92 et 183 kN	138 et 282 kN
(10 et 20,3% de la charge de rupture	(12,1 et 24%)	(13,8 et 28,2%

Ces résultats obtenus durant la phase de déchargement semblent indiquer que la décohé sion du coulis modifie les distributions des contraintes au retour à la charge d'assise et se manifeste plutôt pour des charges inférieures à environ 25% de la charge de rupture, comparativement à 30% considérés précédemment pour la phase de chargement.

Le développement des déformations résiduelles, qui augmentent à mesure que le niveau de chargement croît ou à mesure que la décohé sion du coulis progresse vers le bas, s'est traduit par une inversion ou un renversement des contraintes de cisaillement en haut de la zone ancrée. L'explication de ce comportement, qui fut aussi observé par SHIELDS et al. (81) (essais d'arrachement) et SAGE (74) (essais cycliques) demeure difficile. Nous proposons toutefois un mécanisme probable tel qu'illustré dans la figure 4.17 comme une tentative d'explication. On pense que cette inversion de contrainte de cisaillement en haut du scellement provient de la friction mobilisée entre la tige et le coulis, dans la zone où il y eut décohé sion,

au retour à la charge d'assise. Ainsi en déchargeant l'ancrage, le coulis rupturé tenterait d'empêcher ou de limiter la contraction de la tige: d'où un développement de friction qui peut être particulièrement favorisée par les particules du coulis broyé lors du chargement. Cette friction ou 'blocage' aurait comme conséquence de limiter le retour de la tige à sa position initiale correspondant à la charge d'assise du début de l'essai; ceci fait que des déformations plus élevées subsisteraient dans la tige et le supplément de déformation qui en résulte est qualifié de résiduel. Pour un retour donné à la charge d'assise, les déformations le long de la tige seront distribuées de telle façon que l'intégrale sous l'enveloppe des contraintes de cisaillement, qu'elles génèrent, serait égale à la charge d'assise comme ce fut observé dans nos résultats. Si l'on considérait le cas avec une charge d'assise nulle, alors on observerait, dès le processus de décohésion du coulis, des contraintes de cisaillement en haut du scellement de signe opposé à celles de la zone inférieure où le coulis serait intact.

Concluons cette partie en disant que l'analyse des profils des déformations et des contraintes de cisaillement mobilisées au retour à la charge d'assise permet apparemment de mieux préciser le seuil du chargement au delà duquel il y aurait commencement de la décohésion du coulis en tête de la zone ancrée. Notons enfin qu'une recherche plus approfondie de ce mécanisme d'inversion des contraintes de cisaillement serait certainement fort utile pour l'étude du comportement des ancrages soumis à des charges cycliques et des ancrages passifs, à cause de leurs modes de sollicitation; aussi d'autres essais seraient nécessaires.

### 4.3 Analyse des essais de fluage

#### 4.3.1 Longueur ancrée versus charge critique de fluage

Un résumé des charges critiques de fluage, des contraintes moyennes de cisaillement mobilisées au seuil de fluage et des déplacements observés en tête de la tige au seuil de fluage est présenté dans les tableaux 4.6 et 4.7 respectivement pour le coulis C2 et la résine.

Dans la figure 4.18 on peut voir les variations de la longueur ancrée en fonction de la charge critique pour l'ensemble des ancrages testés (coulis C2 et résine). On note que le comportement est similaire à celui obtenu des essais d'arrachement (figure 4.2). Ainsi la courbe de l'évolution de la charge critique en fonction de la longueur ancrée, pour chacun des deux produits de scellement (C2 et R), se décompose en deux zones. Une première zone dans laquelle la charge critique croît fortement et linéairement en fonction de la longueur ancrée, suivie par une croissance très faible et uniforme (deuxième zone). La linéarité est particulièrement marquée pour le coulis C2; les résultats obtenus avec la résine laissent voir une certaine dispersion qui fut retrouvée également dans les essais d'arrachement pour les raisons décrites précédemment. Le comportement observé lors de la première zone nous permet de suggérer les expressions suivantes:

#### 1. Résine époxy (R)

$$P_{\text{crit}} \text{ [kN]} = 1,10 \times LA \text{ pour } LA \leq 725 \text{ mm} \quad (4.9)$$

#### 2. Coulis de ciment (C2)

$$P_{\text{crit}} \text{ [kN]} = 1,22 \times LA \text{ pour } LA \leq 650 \text{ mm} \quad (4.10)$$

Au-delà de ces longueurs ancrées, la charge critique n'augmente que très faiblement ou pratiquement pas; le fluage serait plutôt contrôlé par la limite élastique de l'acier de la tige. La charge critique maximum obtenue correspond à 93% de la charge de limite élastique, soit 800 kN.

Ces résultats montrent aussi que les ancrages injectés avec le coulis C2 ont une charge critique de fluage supérieure d'environ 11% comparativement à 12% pour la charge de rupture par arrachement, à celle des ancrages injectés avec de la résine pour les longueurs ancrées inférieures ou égales à 600 mm. Au-delà de cette longueur, c'est plutôt la limite élastique de la tige d'acier qui gouverne le fluage et non plus le scellement et ce du moins avec les caractéristiques géométriques et mécaniques des ancrages considérés ici.

Par ailleurs, nous constatons que la longueur libre n'a pas d'influence sur la charge critique de fluage; la longueur libre intervient par contre au niveau des déplacements de fluage observés, ce qui est normal vu que les déplacements sont proportionnels à la longueur.

#### 4.3.2 Charge critique de fluage versus charge de rupture

Une comparaison entre la charge critique de fluage et la charge de rupture est illustrée dans les figures 4.19 et 4.20, respectivement pour les ancrages injectés avec le coulis C2 et pour ceux injectés avec la résine époxy. Dans tous les cas le seuil de fluage ou la charge critique est inférieur à la charge de rupture à court terme; au juste la charge critique se situe aux environs de 80% de la charge de rupture, et ceci pour les deux produits de scellement testés (coulis C2 ou résine). C'est un résultat auquel on pouvait s'attendre car plus le taux de chargement est lent plus le

niveau de rupture est bas (théorie de propagation de fissures: GRIFFITH). La valeur de 80% suggère une analogie avec ce que l'on qualifie de "propagation de fracture instable ou contrainte critique" (CHEN (21)) et qui correspond également à environ 80% de la résistance des matériaux (béton, roche, coulis...). En effet l'application de ce niveau de contrainte sur un matériau engendre sa rupture à plus ou moins long terme, ce qui correspond à la signification de la charge critique de fluage dans le cas des ancrages ou des pieux.

#### 4.3.3 Courbes de fluage

Les courbes de fluage ( $\Delta l$  versus  $\log t$ ) de tous les ancrages sont linéaires jusqu'aux environs de la charge critique de fluage. Les figures 4.21 et 4.22 donnent, à titre d'exemple, les courbes de fluage respectivement pour un ancrage injecté avec le coulis C2 (C2F350) et un ancrage injecté avec de la résine (RF310). On peut constater qu'elles restent linéaires jusqu'au cinquième palier (424 kN) pour C2F350, et jusqu'au sixième palier (352 kN) pour RF310; les charges critiques furent respectivement de 400 kN et 300 kN pour C2F350 et RF310. Au-delà de ces paliers de chargement, la courbure devient assez forte et s'accroît à mesure que le temps et la charge appliquée augmentent.

Si l'on examine maintenant les variations de l'angle de déflexion,  $\alpha$ , en fonction de la charge appliquée, figures 4.21 et 4.22, on peut observer qu'elles se composent de deux phases. Une première phase dans laquelle  $\alpha$  varie linéairement et faiblement avec la charge appliquée; cette phase correspond au fluage amorti, admissible pour la durée de vie des ouvrages habituels. La deuxième phase présente quant à elle une pente très

importante ( $\alpha$  varie fortement); cette phase caractérise le changement de régime de fluage, qui mène très rapidement l'ancrage à la ruine. Le fluage amorti peut s'expliquer comme suit: les courbes de fluage correspondant à la première phase indiquent que le déplacement peut être rattaché au temps par la relation suivante:

$$\Delta l = \Delta l_e + \alpha \log t \quad (4.11)$$

$\Delta l$  = déplacement total

$\Delta l_e$  = déplacement élastique

t = temps

Ainsi le déplacement différé dans le temps ou déplacement de fluage serait donné par  $\Delta l - \Delta l_e = \alpha \log t$ , donc la vitesse de fluage serait inversement proportionnelle au temps: vitesse =  $d(\Delta l - \Delta l_e)/dt = \alpha/t$ .

#### 4.3.4 Déplacements à la charge critique

Les déplacements en tête des tiges d'ancrage à la charge critique ou au seuil de fluage, tableaux 4.6 et 4.7, ont varié comme suit:

	. minimum	. maximum
(coulis C2)	2,34 mm (C2FI250)	12,14 mm (C2F1980)
(résine époxy)	1,50 mm (RF310)	6,84 mm (RF710)

La tendance qui se dégage de ces résultats (tableaux 4.6 et 4.7) est que le déplacement relevé sur les ancrages injectés sur une longueur supérieure à

700 mm, donc pour lesquels la charge critique est contrôlée par la limite élastique de la tige (figure 4.18), est pratiquement indépendant de la longueur ancrée. Pour cette gamme d'ancrages, le déplacement est plutôt contrôlé par la longueur libre comme le montre la figure 4.23a. Ainsi plus la longueur libre augmente plus le déplacement augmente.

Si l'on examine maintenant le cas des ancrages injectés sur une longueur courte ou inférieure à 600 mm, donc pour lesquels la charge critique n'est pas contrôlée par la limite élastique (figure 4.18), il semble que le déplacement augmente non seulement avec la longueur libre mais aussi avec la longueur ancrée (figures 4.23a et 4.23b). Ceci serait attribué à l'augmentation de la charge critique en fonction de la longueur ancrée pour cette gamme d'ancrages, d'où un développement de déplacements plus élevés.

#### 4.3.5 Répartition de contraintes le long des ancrages instrumentés

Deux ancrages de longueur ancrée égale à 250 mm et 1000 mm, injectés au coulis C2, tableau 4.8, furent instrumentés à l'aide de jauges de déformation. Les lectures sur les jauges furent relevées aux instants suivants pour chacune des charges appliquées et maintenues constantes pendant une heure:

- . Au temps  $t = 0$  mn "instant initial de l'application de la charge";
- . Au temps  $t = 30$  mn;
- . Au temps  $t = 60$  mn "fin d'application de la charge".

Les principaux résultats obtenus sont montrés dans les figures 4.24 à 4.26, décrivant l'évolution des contraintes de cisaillement le long de l'ancrage (contact tige-coulis) en fonction du niveau de chargement et du temps.

Voici les observations auxquelles ont conduit ces résultats:

1. Les profils de distribution des contraintes de cisaillement montrent dans l'ensemble des formes similaires à celles observées lors des essais d'arrachement (figures 4.11 à 4.13) et qui furent discutées précédemment (paragraphe 4.2.3). Nous retrouvons ainsi le comportement élastique de l'ancrage, lorsque soumis à de faibles charges, avec une forme exponentielle pour les profils de contraintes; par la suite, à mesure que la charge appliquée augmente, on assiste à la rupture progressive de l'ancrage;
2. Le maintien d'une charge constante dans l'ancrage engendre une diminution de la contrainte de cisaillement dans le haut du scellement et une augmentation de la contrainte de cisaillement dans le bas de l'ancrage. Ces variations de la contrainte de cisaillement deviennent de plus en plus importantes à mesure que la charge appliquée augmente. Ces constatations nous conduisent à dire que le fluage d'un ancrage injecté affaiblit le transfert de contraintes en haut du scellement et l'augmente en bas de l'ancrage ou plus spécifiquement dans la zone de coulis intact: donc le fluage induit un transfert de contraintes entre le haut et le bas du scellement où il pourrait éventuellement engendrer de nouvelles ruptures dans le temps. Ce résultat serait donc très important vis-à-vis de la permanence de l'ancrage;
3. Le fluage paraît intervenir dès les premiers instants: ainsi la différence entre les profils de contraintes à 0 mn et 30 mn est plus importante que celle entre les profils de contraintes à 30 mn et 60 mn comme en témoigne la figure 4.26.

Enfin, concluons cette section en disant qu'à charges constantes, le fluage du système tige/coulis est marqué par une pénétration progressive de la charge vers le bas du scellement.

#### 4.4 Analyse des essais de relaxation

De ces essais de relaxation nous avons quantifié les pertes de charge instantanées au blocage ainsi que l'évolution dans le temps de la charge dans l'ancrage préalablement tensionné et bloqué à une charge initiale.

Les pertes instantanées au blocage font que la charge appliquée par le vérin dans l'ancrage, au cours de l'opération de blocage, est réduite à une valeur  $P_i$ , la charge initiale, une fois la pression dans le vérin enlevée. On est intéressé, en pratique, à connaître ces pertes pour justement savoir quelle charge doit-on appliquer avec le vérin sur l'ancrage, au moment du blocage, afin de développer une charge initiale,  $P_i$ , donnée: d'où leur intérêt.

Une fois que l'ancrage est bloqué à une charge,  $P_i$ , on assistera alors, par la suite, à une diminution de la charge dans l'ancrage (pertes de charge dans le temps), d'où le qualificatif de relaxation. En pratique, il est très important de connaître ces pertes de charge afin de bloquer l'ancrage à une charge suffisante pour qu'en tout temps la stabilité de l'ouvrage retenu ne soit pas compromise. En d'autres mots, il faut s'assurer que la charge dans l'ancrage demeure toujours supérieure à la charge nécessaire pour la stabilité de l'ouvrage. Donc le comportement à long terme d'un ancrage actif doit être étudié et surveillé car la sécurité de l'ouvrage en dépend.

Dans ce paragraphe, les discussions vont porter en premier lieu sur les pertes de charge instantannées observées au blocage et en second lieu sur l'évolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps ainsi que des pertes de charge finales relevées.

#### 4.4.1 Pertes de charge instantannées au blocage

Ces pertes furent relevées lors des deuxième et troisième mises en tension et blocage des ancrages injectés au coulis C2 ainsi que lors des deux mises en tension et blocage réalisées sur les ancrages injectés avec de la résine.

Les résultats obtenus sont compilés dans les tableaux 4.8 et 4.9 respectivement pour le coulis C2 et la résine. Ces résultats conduisent aux observations suivantes:

1. On constate, visiblement, que la perte instantannée au blocage dépend d'une part de la charge imprimée par le vérin à l'ancrage et d'autre part de la longueur libre; la longueur ancrée et le type de scellement (coulis et résine utilisés) n'interviennent pratiquement pas. Ainsi pour une longueur libre fixe, les pertes au blocage augmentent quand les charges appliquées par le vérin croissent et inversement pour des charges appliquées par le vérin constantes, ces pertes diminuent lorsque la longueur libre augmente. L'explication que l'on pourrait donner est la suivante: les pertes de charge au blocage seraient attribuées à une dissipation d'énergie dans le système de blocage en tête de l'ancrage au moment de la remise à zéro de la charge dans le vérin; la dissipation de cette énergie augmenterait lorsque la charge appliquée par le vérin croît. La dissipation de cette énergie engendrerait un recul de

l'ancrage,  $\Delta_r$ , qui serait fonction de la quantité d'énergie. Compte tenu de la loi de HOOKE,  $\sigma = \frac{\Delta_r}{LL} E_a$ , alors ces pertes diminueraient avec l'augmentation de la longueur libre, LL;

2. Les valeurs de  $\Delta_r$ , calculées selon la relation précédente nous montrent que le recul de l'ancrage augmente à peu près linéairement avec la charge appliquée par le vérin tel qu'illustré dans la figure 4.27. Le recul des ancrages testés serait compris entre 0,46 mm et 0,81 mm pour les charges appliquées par le vérin en présence (510 kN à 904 kN);
3. Etant donné que les ancrages testés ont une longueur libre d'environ 1450 mm ou d'environ 2900 mm, on peut résumer l'ensemble de ces résultats comme suit:

Longueur libre (mm)	Charge moyenne appliquée par le vérin (kN)	Pertes de charge instantanées moyennes (pourcent)
1450	534,4 ± 18,5	13,4 ± 0,6
2900	535,6 ± 14,1	6,4 ± 0,3
1450	875,5 ± 16,7	11,2 ± 0,6
2900	865,2 ± 15,5	6,2 ± 0,2

#### 4.4.2 Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps

Dans les discussions qui vont suivre nous présentons d'abord les résultats relatifs aux ancrages injectés avec le coulis C2, ensuite ceux des ancrages injectés avec la résine.

#### 4.4.2.1 Ancrages injectés avec le coulis de ciment

Depuis leurs installations en chantier, les dix ancrages ont subi chacun trois phases de mise en tension et blocage (tableau 3.11). Comparativement aux charges de rupture, les charges initiales dans les ancrages impliquées dans la première phase (191 à 216 kN), dans la deuxième phase (436,1 à 516,5 kN) et dans la troisième phase (750 à 835 kN) peuvent être respectivement considérées comme basses, moyennes et élevées. En fait par rapport aux charges de rupture, les charges initiales associées à la première phase se situent à environ 21%, celles de la deuxième phase à environ 51% et celles de la troisième phase à environ 81%; les chiffres exacts pour chaque ancrage sont indiqués dans chacun des tableaux regroupant les résultats obtenus.

Il est aussi à relever que huit ancrages parmi les dix testés ont une longueur ancrée supérieure à la longueur optimum (650 mm); seuls donc les deux ancrages C2R500 et C2R520 ont une longueur ancrée inférieure à la longueur optimum et ce d'environ 150 mm.

Dans les discussions qui vont suivre, nous présentons successivement, les résultats obtenus à chacune des trois phases de tensionnement, par la suite une comparaison générale sera effectuée.

##### (i) Première mise en tension et blocage

Dans cette phase de tensionnement, les ancrages n'ayant pas encore été équipés de cellules de charge; les pertes de charge furent ainsi évaluées uniquement à la fin de la phase par l'essai de mesure de la charge résiduelle. Un exemple typique, de détermination de la charge résiduelle dans un ancrage, est illustré dans la figure 4.28.

Une fois la charge résiduelle dans l'ancrage trouvée, une simple soustraction de la charge initiale appliquée dans cet ancrage nous permet de déduire la perte de charge pour la durée d'observation. Les résultats obtenus sont compilés dans le tableau 4.10; celui-ci nous montre que les pertes de charge obtenues varient entre 10 kN (4,9%) et 15 kN (7,5%) pour une durée d'observation jusqu'à 189 jours (6 1/3 mois) et des charges initiales comprises entre 196 et 211 kN. Ces pertes de charge peuvent être considérées comme finales ou maximales compte tenu de la durée d'observation, car dans des conditions normales il suffit généralement d'une durée de tensionnement d'environ trois à quatre mois pour que les pertes se stabilisent ou ne varient que très faiblement. Ceci sera illustré plus loin avec les courbes d'évolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps pour les autres phases de tensionnement.

La perte de charge moyenne vaut  $12,8 \pm 1,8$  kN ( $6,4 \pm 0,9\%$ ); ces résultats montrent donc que des ancrages soumis à des charges initiales d'environ 20% de la charge de rupture respective présentent des pertes de charge que l'on peut considérer comme très peu appréciables, du moins avec les caractéristiques géométriques et mécaniques des ancrages considérés ici.

(ii) Deuxième mise en tension et blocage

L'évolution de la charge en fonction du temps pour les dix ancrages, illustrée dans les figures 4.29 à 4.31, nous indique que la courbe charge dans l'ancrage versus temps consiste en deux phases: une perte de charge rapide dans la phase I, suivie par une réduction lente et plus uniforme de la charge dans l'ancrage (phase II). Ceci est illustré dans le tableau 4.11: ainsi dans sept cas la valeur de la perte de charge dans

cette phase initiale (jusqu'à 27 jours) fut supérieure à 70% de la perte de charge finale relevée après une durée de tensionnement de 114 à 120 jours (4 mois), et dans les trois autres cas, la plus basse valeur fut de 64%.

Outre ces pertes de charge rapides, on peut dire globalement pour cette phase de tensionnement, dans laquelle les charges initiales appliquées ont atteint 516,5 kN (60% de la charge limite élastique de la tige), que les pertes de charge se déroulent au cours du premier mois de tensionnement; après cette période et jusqu'à quatre mois de tensionnement (fin du programme d'essai), la charge dans chacun des dix ancrages s'est plus ou moins stabilisée ou continue à baisser mais de façon très faible comme en témoignent les figures 4.29 à 4.31.

Les mesures de la charge résiduelle effectuées sur les dix ancrages révèlent des pertes de charge finales très voisines de celles relevées sur les cellules de charge, comme le montre le tableau 4.12. Ainsi la valeur moyenne du rapport entre les pertes relevées sur les cellules de charge et les pertes déduites des charges résiduelles représente  $0,98 \pm 0,14\%$ . Par ailleurs, dans tous les cas, ces résultats confirment le taux de perte de charge très graduel de la phase II.

Si l'on examine maintenant les pertes de charge finales relevées, tableau 4.13, on constate que les pertes varient de 22,2 kN (4,6%) à 34,8 kN (6,8%) après donc une durée d'observation jusqu'à 120 jours (4 mois) et des charges initiales comprises 436,1 kN et 516,5 kN. La perte de charge moyenne représente  $28,0 \mp 3,9$  kN ( $5,8 \pm 0,7\%$ ). Si l'on se réfère aux résultats de la première mise en tension et blocage (tableau 4.10) on peut dire, à ce stade-ci des discussions, que les pertes de charges augmentent, en moyenne 28 kN comparativement à 12,8 kN, lorsque les charges initiales augmentent, 436,1 kN à 516,5 kN comparativement à 191 kN à 216 kN; les pourcentages de

perte ont toutefois diminué, en moyenne 5,8% comparativement à 6,4%. Entre la première et la deuxième phase de tensionnement on relève en moyenne pour l'ensemble des ancrages, une augmentation des pertes de charge de 119% pour une augmentation des charges initiales d'environ 140%.

Les pertes de charge relevées dans cette phase de tensionnement, et tout comme d'ailleurs celles de la première phase de tensionnement, peuvent être attribuées à des effets<sup>(1)</sup> autre que la relaxation de l'acier des tiges, car les charges initiales appliquées sont demeurées dans l'ensemble inférieures, à 55% de la charge de limite élastique de la tige, soit environ 500 kN. En effet il est reconnu que lorsqu'un acier est soumis à une charge inférieure à environ 55% de sa limite élastique, il présente des pertes par relaxation négligeables ou quasi-nulles. Les propriétés de relaxation complètes de l'acier de la tige Dywidag n'existent pas. Cependant, le fournisseur nous a indiqué que cet acier est à basse relaxation et lorsqu'il est soumis à environ 70% de sa résistance limite, la perte par relaxation à 1000 heures (42 jours) est de 3,5%. Compte tenu que la résistance limite d'une tige Dywidag utilisée est d'environ 1000 kN, alors la perte par relaxation à 1000 heures serait donc égale à 25 kN pour une charge de 700 kN.

### (iii) Troisième mise en tension et blocage

L'évolution de la charge en fonction du temps pour les dix ancrages, illustrée dans les figures 4.32 à 4.36, nous indique, comme décrit précédemment, que les variations de la charge dans l'ancrage en fonction du temps consistent en deux phases: d'abord la phase I dans laquelle on assiste à des pertes de charge rapides, ensuite la phase II dans laquelle un taux

---

(1) Fluage de la roche et du scellement, et le tassement différé du massif entre les zones d'appui et de scellement.

de perte de charge faible et plus uniforme s'instaure.

Notons, cependant, que l'ancrage C2R500 présente une courbe charge versus temps (figure 4.32) différente, dans la forme, des neuf autres ancra- ges. Cet ancrage fut tensionné, involontairement, lors de l'opération de mise en tension et blocage, à une charge appliquée par le vérin de 755,5 kN ce qui a certainement rupturé le scellement sur près de toute la longueur ancrée, car cette charge est très proche de la charge de rupture qui est de 760 kN. Il présenta des pertes de charge très élevées et celles-ci se sont stabilisées, ou du moins n'augmentaient que très faiblement, lors de la phase II, qu'après une durée de tensionnement d'environ 250 jours (8 1/3 mois) comme le montre le tableau 4.14. Ce tableau nous indique, à l'exception donc de l'ancrage C2R500, que la perte de charge dans la phase initiale (jusqu'à 21 jours) est comprise entre 45% et 59% (une moyenne de  $50,1 \pm 4,4\%$ ) de la perte de charge finale relevée après une durée de tensionnement jusqu'à 462 jours (15 1/2 mois). Ainsi ces résultats montrent, pour des charges initiales appliquées proches de la limite élastique, qu'une perte de charge de plus de 50% de celle relevée à près de 15 1/2 mois, survient dans une période en deçà de 21 jours (3 semaines) après le blocage.

Outre ces pertes de charge qui se manifestent dans une période relativement très courte après le blocage, on peut aussi constater des figures 4.33 à 4.36 que la plus grande part des pertes se déroule dans la période comprise entre trois et cinq mois après le blocage; par la suite on assiste à une certaine stabilisation ou à une très faible diminution de la charge dans l'ancrage.

Les pertes de charge finales relevées sur une période jusqu'à 465 jours (15 1/2 mois) sont compilées dans le tableau 4.15. Notons que dans cette troisième phase de tensionnement les charges initiales furent

comprises entre 750 kN et 835 kN, à l'exception des deux ancrages C2R500 et C2R520 qui furent soumis respectivement à 673,4 kN et 666,6 kN, à cause du niveau de leur charge de rupture qui se situe à 760 kN. Les huit ancrages, soumis à des charges comprises entre 750 kN et 835 kN, donc des charges très proches de la charge de limite élastique de la tige (860 kN), ont tous une longueur ancrée supérieure à la longueur optimum. Le tableau 4.15 nous permet de tirer les observations suivantes:

1. L'ancrage C2R500 présente une perte de charge élevée qui atteint 180 kN (26,7%). Compte tenu de l'ancrage C2R520, qui lui ne montre qu'une perte de 44,9 kN (6,7%) et ce tout en ayant été soumis à une charge initiale très voisine (673,3 kN comparativement à 666,6 kN), alors cette perte de charge relativement très forte, montrée par l'ancrage C2R500, proviendrait certainement du fait que cet ancrage fut soumis à une charge très voisine de la charge de rupture, ce qui ne fut pas le cas de l'ancrage C2R520 (tableau 4.8);
2. Les pertes de charge finales, relevées sur les huit autres ancrages (C2R750 à C2R2020), varient de 42,1 kN (5,2%) à 70,1 kN (8,4%); la perte de charge maximum soit 70,1 kN est relative à l'ancrage C2R1600 qui fut soumis à la charge initiale la plus élevée, soit 835 kN. La perte de charge moyenne, pour ces huit ancrages, représente  $58,0 \pm 9,7$  kN ( $7,2 \pm 1,1\%$ ) ce qui en pratique serait très acceptable. En effet, les ancrages sont généralement bloqués à des charges initiales égales à environ 75% de la charge de limite de rupture de la tige (donc légèrement inférieur à nos essais), et on tolère des pertes de charge allant jusqu'à 10%;
3. Si l'on se réfère maintenant aux résultats de la deuxième mise en tension et blocage (tableau 4.13), on voit que ceci confirme ce que l'on a

dit précédemment à savoir que les pertes de charge augmentent (en moyenne 58 kN comparativement à 28,0 kN) lorsque les charges initiales augmentent (750 kN à 835 kN comparativement à 436,1 kN à 516,5 kN); les pourcentages de perte ont, cette fois-ci, légèrement augmenté (en moyenne 7,2% comparativement à 5,9%). Ainsi entre la deuxième et la troisième phase on relève une augmentation moyenne des pertes de charge de 107% pour une augmentation moyenne des charges initiales de 65%. Le tableau 4.16 regroupe cette observation et ce pour les trois phases de tensionnement.

Les pertes de charge finales relevées dans chacune des trois phases de mise en tension et blocage sont compilées dans la figure 4.37 en fonction des charges initiales. On constate, visiblement, que la perte de charge augmente en fonction de la charge initiale. Il est également intéressant de dégager la tendance suivante à savoir que l'accroissement de la perte de charge augmente avec la charge initiale (courbe de forme parabolique).

Outre l'influence de la charge initiale sur les pertes de charge, nous examinons aussi l'influence de la longueur ancrée et de la longueur libre sur les pertes de charge. Les résultats obtenus pour les trois phases de tensionnement (tableaux 4.10, 4.13 et 4.15) indiquent que les variations de la longueur ancrée (500 à 2000 mm) et de la longueur libre (1450 et 2900 mm) utilisées n'ont eu pratiquement pas d'influence sur les pertes de charge relevées. Ainsi selon ces résultats expérimentaux, on peut dire qu'il ne sert pratiquement à rien de surdimensionner la longueur ancrée pour espérer des pertes de charge moindres.

La variation de la longueur libre aurait eu certainement une influence sur les pertes de charge dans le cas où on aurait été en présence d'un massif rocheux très fissuré et contenant des matériaux compressibles. En effet une part des pertes de charge relevées dans un ancrage actif injecté provient du tassement différé du massif situé entre les zones d'appui de l'ancrage et de scellement (zone correspondant à la longueur libre). Si l'on appelle par  $\Delta_d$ , le tassement différé, alors la perte de charge due à ce tassement serait égale à  $\frac{\Delta_d}{LL} E_a S$ , donc elle serait inversement proportionnelle à la longueur libre, LL. ( $E_a$  et S désignent respectivement le module d'élasticité de l'acier de la tige et la section de la tige).

#### 4.4.2.2 Ancrages injectés avec la résine

Depuis leurs installations en chantier, les quatre ancrages testés furent soumis, chacun, à deux phases de mise en tension et blocage (tableau 3.18). Voici les résultats obtenus et ce depuis la première mise en tension et blocage.

##### (i) Première mise en tension et blocage

Les pertes de charge finales, déduites des essais de mesure de la charge résiduelle, sont compilées dans le tableau 4.17. On observe que les pertes de charge varient de 47 kN (6,5%) à 103 kN (16%) pour une durée de tensionnement jusqu'à 330 jours et des charges initiales comprises entre 641,9 kN et 830 kN. La perte de charge moyenne représente  $76,6 \pm 22$  kN ( $10,8 \pm 3,9\%$ ).

Les pertes de charge relevées sur ces quatre ancrages sont assez proches de celles observées, sur des ancrages analogues installés dans le barrage Manic 5-PA, par le Service Géologie et Géotechnique de Hydro-Québec alors qu'après environ 15 mois de tensionnement les charges résiduelles révélèrent des pertes comprises entre 0 et 18,3% pour des charges initiales analogues (tableau 4.18). Le massif rocheux sur le site de ce barrage est un gneiss granitique de caractéristiques géomécaniques semblables à celles du massif rocheux rapporté ici.

Dans cette phase de tensionnement, seul l'ancrage RR1440 fut équipé d'une cellule de charge et l'on a observé que la perte de charge finale enregistrée par la cellule de charge et celle déduite de la charge résiduelle sont similaires et valent respectivement 92,5 kN et 91,3 kN.

(ii) Deuxième mise en tension et blocage

Il est à noter que lors de cette phase de mise en tension et blocage l'ancrage RR640 a été rupturé, involontairement, à une charge de 884,5 kN. Cet ancrage fut bloqué à une charge (due aux frottements de la résine sur la paroi du trou rocheux et/ou de la tige) d'une valeur de 410,7 kN. Il présenta alors des pertes de charge très élevées et qui ont atteint environ 125 kN (30%) après une durée de blocage de 131 jours; suite à cela nous l'avons déchargé et il n'en est pas tenu compte dans les discussions qui vont suivre.

L'évolution de la charge en fonction du temps pour les trois autres ancrages, illustrée dans la figure 4.38, nous indique comme celle des essais sur les ancrages injectés au coulis de ciment que la courbe charge dans l'ancrage versus temps consiste en deux phases (phases I et II) telles que décrites précédemment. On voit dans le tableau 4.19 que la perte

de charge dans la phase I (jusqu'à 72 jours) est comprise entre 54% et 86% (une moyenne de 67%) de la perte de charge relevée après une durée de tensionnement jusqu'à 565 jours (19 mois).

L'examen des pertes de charge finales, tableau 4.20, relevées lors de cette deuxième phase de tensionnement d'une durée jusqu'à 565 jours (19 mois) et des charges initiales comprises entre 795,6 kN et 816,7 kN, nous montre des pertes de charge variant entre 29,1 kN (3,5%) et 64,5 kN (8,1%). On relève donc une perte de charge moyenne de  $48 \pm 14$  kN ( $5,9 \pm 1,9\%$ ) ce qui en pratique serait très acceptable.

En comparant les pertes de charge de la première mise en tension et blocage (tableau 4.17) avec celles-ci (tableau 4.20), on constate que le deuxième tensionnement a eu comme conséquence importante la réduction des pertes de charge et ce même avec des charges initiales supérieures (816,7 kN comparativement à 717,1 kN pour RR960 et 795,6 kN comparativement à 693,3 kN pour RR1440) ou très proches (813,8 kN comparativement à 830 kN pour RR1280). On note une réduction des pertes de charge de 18, 13 et 27 kN respectivement pour RR960, RR1280 et RR1440. Ainsi un premier tensionnement d'une durée de 4 à 6 mois (durée à partir de laquelle la charge dans l'ancrage se stabilise on diminue très peu, figure 4.38) permet de réduire d'environ 1/3 les pertes de charge finales d'un deuxième tensionnement et ce avec des charges initiales très proches de la charge de limite élastique de la tige, du moins avec les caractéristiques géométriques et mécaniques des ancrages testés ici. Cette réduction aurait été certainement plus élevée si les charges initiales appliquées au deuxième tensionnement (808,7 kN en moyenne) n'avaient pas été plus élevées que celles appliquées au premier tensionnement (746,8 kN en moyenne). Cette différence de 61,9 kN ( $808,7-746,8$ ) est significative car les charges initiales du deuxième

tensionnement se sont approchées davantage de la charge de limite élastique de la tige d'acier (860 kN).

Les pertes de charge finales, pour les deux phases de tensionnement, relevées sur les ancrages injectés avec de la résine, sont comparées, dans la figure 4.39, à celles relevées sur les ancrages injectés avec le coulis de ciment. Là une nouvelle fois, on remarque la dispersion des résultats des ancrages injectés avec de la résine, mais néanmoins on constate que dans 4 cas les pertes relevées sur les ancrages injectés avec la résine sont très proches de celles observées sur les ancrages injectés avec le coulis de ciment.

## CHAPITRE 5

### PRÉSENTATION DES TRAVAUX THÉORIQUES: ANALYSE PAR ELEMENTS FINIS DU COMPORTEMENT A L'ARRACHEMENT

#### 5.1 Introduction

Pour se pourvoir d'une approche plus fondamentale au dimensionnement d'un ancrage injecté dans une roche, nous avons entrepris une analyse par éléments finis du comportement à l'arrachement. Le programme informatique conçu fut appelé Arrachement. Pour sa réalisation nous avons particulièrement suivi le livre de SMITH (82) sur la méthode des éléments finis. Ce livre est intitulé: Programming the FINITE ELEMENT METHOD with Application to Geomechanics.

Dans ce chapitre on expose les éléments de base relatifs à ce programme informatique et du modèle proposé avec une description détaillée des aspects particuliers. On retrouve le type de l'élément fini et du maillage utilisés, la formulation du problème, les hypothèses retenues dans l'analyse, l'organisation du programme et les paramètres d'étude à fournir.

#### 5.2 Etude du comportement à l'arrachement d'ancrages injectés dans une roche par utilisation de la méthode des éléments finis

Une analyse théorique du comportement à l'arrachement d'ancrages injectés dans une roche fut entreprise en utilisant la méthode des éléments finis. Cette méthode de calcul, aux fondements théoriques rigoureux, est apparue, pour plusieurs applications, une méthode sûre pour résoudre avec une exactitude suffisante des problèmes difficiles et compliqués. Les

applications de la méthode des éléments finis se retrouvent dans la théorie de l'élasticité, de la plasticité, du fluage, des structures, des systèmes vibratoires, de l'écoulement des fluides, du transfert de chaleur et dans plusieurs autres champs d'applications connexes (BATHE (13) et ZIENKIEWICZ (86)).

### 5.2.1 Formulation par éléments finis

Le type d'élément fini utilisé dans ce présent travail pour représenter le système d'ancrage (tige d'acier, coulis de scellement et roche) est un élément isoparamétrique quadrilatéral à huit noeuds tel qu'illustré dans la figure 5.1a. L'élément est également axisymétrique car la géométrie et le chargement d'un ancrage vertical considéré ici sont axisymétriques. Les contacts au niveau tige-coulis et roche-coulis furent modélisés par des éléments de faible épaisseur respectivement du côté coulis et du côté roche (figure 5.1b), car en général dans un ancrage injecté la rupture "tige-coulis" est caractérisée par une rupture dans le coulis, tandis que la rupture "roche-coulis" est quant à elle caractérisée par une rupture dans la roche. Cette modélisation a découlé du fait que l'on a considéré une adhésion parfaite entre les deux matériaux d'une interface. Cette hypothèse de l'adhésion parfaite au niveau des contacts tige-coulis et roche-coulis, qui a été utilisée par plusieurs auteurs mentionnés précédemment dans la revue de littérature et qui évite l'utilisation d'éléments d'interface spéciaux, est satisfaisante pour ce type d'étude.

5.2.1.1 Elément isoparamétrique quadrilatéral à huit noeuds et dérivation de la matrice de rigidité

Pour la représentation de la tige d'acier, du coulis de scellement et de la roche, un élément isoparamétrique à huit noeuds est utilisé (figure 5.1a). Cet élément a des fonctions d'interpolation quadratiques qui accordent une variation quadratique pour les déplacements à l'intérieur de l'élément. L'élément isoparamétrique à huit noeuds représente fidèlement le modèle avec un nombre d'éléments moindre que celui constitué d'éléments linéaires quadrilatères ou triangulaires.

La formulation générale pour cet élément est disponible et discutée dans la littérature (13), (82), (86). Ainsi seulement les plus importants aspects de la dérivation sont présentés ici.

La formulation par élément fini isoparamétrique au moyen des fonctions d'interpolation  $N_i$ , fournit une relation directe entre les valeurs des coordonnées ou déplacements à l'intérieur de l'élément et les valeurs nodales des coordonnées et déplacements (13).

Les coordonnées de tout point à l'intérieur de l'élément sont données par:

$$r = \sum_{i=1}^n N_i r_i \quad (5.1)$$

$$z = \sum_{i=1}^n N_i z_i \quad (5.2)$$

$n$  = nombre de noeuds de l'élément

$r$  et  $z$  = coordonnées globales du système axisymétrique

$r_i$  et  $z_i$  = coordonnées des noeuds de l'élément

$N_i$  = fonctions d'interpolation

Avec des fonctions d'interpolation ( $N_i$ ) les déplacements de tout point de l'élément ( $u, v$ ) peuvent être évalués si les déplacements aux noeuds ( $u_i, v_i$ ) sont connus:

$$u = \sum_{i=1}^n N_i u_i \quad (5.3)$$

$$v = \sum_{i=1}^n N_i v_i \quad (5.4)$$

Pour l'élément isoparamétrique à huit noeuds les fonctions d'interpolation sont données par les expressions suivantes:

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{1}{4} (1-s) (1-t) (-s-t-1) ; & N_2 &= \frac{1}{2} (1-s) (1-t^2) \\ N_3 &= \frac{1}{4} (1-s) (1+t) (-s+t-1) ; & N_4 &= \frac{1}{2} (1-s^2) (1+t) \\ N_5 &= \frac{1}{4} (1+s) (1+t) (s+t-1) ; & N_6 &= \frac{1}{2} (1+s) (1-t^2) \\ N_7 &= \frac{1}{4} (1+s) (1-t) (s-t-1) ; & N_8 &= \frac{1}{2} (1-s^2) (1-t) \end{aligned} \quad (5.5)$$

où  $s$  et  $t$  sont les coordonnées du point sous considération pour les axes de coordonnées locales de l'élément et varient de  $-1$  à  $1$ . La figure 5.1a montre un élément isoparamétrique à huit noeuds avec le schéma de numérotation des noeuds et les axes de coordonnées locales ( $s, t$ ) et globales ( $r, z$ ).

La matrice de transformation  $[B]$  reliant la déformation  $\{\varepsilon\}$  en tout point à l'intérieur de l'élément aux déplacements nodaux  $\{u\}$  est comme suit:

$$\{\varepsilon\} = [B] \{u\} \quad (5.6)$$

$\{\varepsilon\}$  = vecteur déformation

$$= \left\{ \frac{\partial u}{\partial r} \quad \frac{\partial v}{\partial z} \quad \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial r} \quad \frac{u}{r} \right\}^T \quad (5.7)$$

$\{u\}$  = vecteur des déplacements nodaux d'un élément

$$= \{u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ \dots \ u_8 \ v_8\}^T \quad (5.8)$$

T = transposé

Pour dériver la matrice  $[B]$ , l'opérateur Jacobien  $[J]$  est requis. Celui-ci relie les dérivées des coordonnées globales  $(r,z)$  aux coordonnées locales  $(s,t)$  et il est évalué en inversant la matrice Jacobienne  $[J]$ :

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial r}{\partial s} & \frac{\partial z}{\partial s} \\ \frac{\partial r}{\partial t} & \frac{\partial z}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

Alors:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial u}{\partial z} \end{bmatrix} = [J]^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial s} \\ \frac{\partial u}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial v}{\partial r} \\ \frac{\partial v}{\partial z} \end{bmatrix} = [J]^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial v}{\partial s} \\ \frac{\partial v}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (5.11)$$

où  $[J]^{-1}$  est l'inverse de la matrice Jacobienne. Aussi le déterminant de l'opérateur Jacobien ( $\det [J]$ ) est utilisé dans la formulation des matrices de rigidité élémentaires.

Avec les équations [5.9], [5.10] et [5.11] les dérivées partielles  $\frac{\partial u}{\partial r}$ ,  $\frac{\partial u}{\partial z}$ ,  $\frac{\partial v}{\partial r}$  et  $\frac{\partial v}{\partial z}$  sont évaluées. En considérant un point spécifique à l'intérieur d'un élément ayant comme coordonnées locales  $s$  et  $t$ , nous pouvons écrire pour l'élément isoparamétrique à huit noeuds:

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \sum_{i=1}^8 \frac{\partial N_i}{\partial r} u_i \quad (5.12)$$

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \sum_{i=1}^8 \frac{\partial N_i}{\partial z} u_i \quad (5.13)$$

$$\frac{\partial v}{\partial r} = \sum_{i=1}^8 \frac{\partial N_i}{\partial r} v_i \quad (5.14)$$

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \sum_{i=1}^8 \frac{\partial N_i}{\partial z} v_i \quad (5.15)$$

Maintenant la matrice [B] peut être formée: premièrement en utilisant les équations [5.10] et [5.11] pour évaluer les dérivées partielles des fonctions d'interpolation  $N_i$  et deuxièmement avec les équations [5.12] à [5.15] et la définition de la matrice [B] équation [5.6]. Nous pouvons alors former [B] pour un point spécifique dans l'élément. La matrice [B] est donnée par:

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial r} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial r} & 0 & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial r} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_8}{\partial z} & 0 \\ \frac{\partial N_1}{\partial z} & \frac{\partial N_1}{\partial r} & \frac{\partial N_2}{\partial z} & \frac{\partial N_2}{\partial r} & \frac{\partial N_8}{\partial z} & \frac{\partial N_8}{\partial r} & 0 \\ \frac{N_1}{r} & 0 & \frac{N_2}{r} & 0 & \frac{N_8}{r} & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (5.16)$$

(4 × 16)

En utilisant la matrice [B], la rigidité et les forces internes du système peuvent être alors évaluées.

Pour un élément donné, soumis à un champ de contrainte  $\{\sigma\}$ , on cherche les forces qu'il faudrait appliquer aux noeuds de l'élément, pour que l'élément, considéré isolément, soit en équilibre. Le théorème des travaux virtuels donne:

$$\{f\} = \iiint_{\text{vol}} [B]^T \{\sigma\} d(\text{vol}) \quad (5.17)$$

$\{f\}$  = vecteur formé de toutes les forces appliquées aux noeuds de l'élément

Pour un milieu à comportement élastique, le vecteur contrainte  $\{\sigma\}$  est relié au vecteur déformation  $\{\varepsilon\}$  par:

$$\{\sigma\} = [C] \{\varepsilon\} \quad (5.18)$$

$[C]$  = matrice des constantes élastiques

Compte tenu que l'on assume que les matériaux impliqués dans le problème de l'ancrage sont homogènes et isotropes d'une part et que l'analyse est axisymétrique d'autre part, alors la matrice  $[C]$  prend la forme suivante:

$$[C] = \frac{E(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \nu/(1-\nu) & 0 & \nu/(1-\nu) \\ \text{symétrique} & 1 & 0 & \nu/(1-\nu) \\ & & \frac{1}{2} \frac{(1-2\nu)}{1-\nu} & 0 \\ & & & 1 \end{bmatrix} \quad (5.19)$$

$E$  = module d'élasticité

$\nu$  = coefficient de Poisson

$$\text{avec} \quad \{\sigma\} = [\sigma_r \quad \sigma_z \quad \tau_{rz} \quad \sigma_\theta]^T \quad (5.20)$$

$$\{\varepsilon\} = [\varepsilon_r \quad \varepsilon_z \quad \gamma_{rz} \quad \varepsilon_\theta]^T \quad (5.21)$$

Compte tenu de [5.6] et [5.18] et de la définition de  $\{f\}$ , équation [5.17], on peut alors écrire:

$$\{f\} = [k] \{u\} \quad (5.22)$$

avec

$$[k] = \iiint_{\text{vol}} [B]^T [C] [B] d(\text{vol}) \quad (5.23)$$

vol = volume de l'élément

$[k]$  = matrice de rigidité élémentaire qui peut être évaluée par intégration numérique en utilisant la méthode de GAUSS (82)

Dans cette étude le nombre de points d'intégration utilisé pour l'intégration numérique dans le calcul des matrices de rigidité élémentaires est de 9 (3 points suivant chaque direction). Pour un problème axisymétrique, ce nombre est suffisant (SMITH (82)).

L'assemblage de toutes les forces appliquées à chaque noeud et des matrices de rigidité élémentaires conduit à une relation linéaire entre les déplacements de tous les noeuds du système et les forces  $F$  qui y sont appliquées:

$$\{F\} = [K] \{U\} \quad (5.24)$$

$[K]$  = matrice de rigidité globale

$\{U\}$  = vecteur représentant les déplacements aux noeuds du système

Le système d'équations [5.24] permet alors de calculer  $\{U\}$  connaissant  $\{F\}$ . Ayant calculé  $\{U\}$ , on peut alors calculer les déformations et puis les contraintes, qui dans cette étude sont évaluées au centre de chaque élément fini.

### 5.2.1.2 Le programme informatique Arrachement

#### (i) L'élément fini élastique parfaitement plastique

Dans la formulation de ce modèle par élément fini pour l'étude du comportement à l'arrachement, on a assumé que les 3 matériaux impliqués dans l'ancrage (tige d'acier, coulis de scellement et roche) se comportent tel un milieu élastique parfaitement plastique avec perte de rigidité pour le coulis de scellement et la roche. Cette perte de rigidité survient une fois que l'élément en écoulement plastique atteint une déformation de cisaillement prise égale à 0,4%; la matrice de rigidité de l'élément serait alors modifiée<sup>(1)</sup>, et conséquemment la matrice de rigidité globale pour les incréments de charge subséquents.

Le critère de MOHR-COULOMB fut utilisé pour indiquer l'écoulement plastique dans le coulis de scellement et la roche. Ce critère qui est très utilisé pour les sols, les roches et les bétons (CHEN (21)) s'écrit dans la forme suivante (NAYAC et ZIENKIEWICZ (63)):

$$F = \sigma_m \sin \phi + \sqrt{J_2} \left( \cos \theta - \frac{\sin \theta \sin \phi}{\sqrt{3}} \right) - c \cos \phi \quad (5.25)$$

F = fonction décrivant l'écoulement plastique

$\phi$  = angle de frottement interne

c = cohésion

$\sigma_m$  = contrainte moyenne, égale à  $\frac{\sigma_r + \sigma_z + \sigma_\theta}{3}$

$J_2$  = deuxième invariant de la contrainte déviatrice  $S_{ij}$

$S_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \delta_{ij} \sigma_{kk}$ , ce qui donne:

---

(1): Considérée égale à 1% de la matrice de rigidité élémentaire initiale

$$S_r = \sigma_r - \sigma_m; S_\theta = \sigma_\theta - \sigma_m; S_z = \sigma_z - \sigma_m \text{ et } S_{rz} = \tau_{rz}$$

$$J_2 = \frac{1}{2} S_{ij} S_{ij} = \frac{1}{2} (S_r^2 + S_\theta^2 + S_z^2) + \tau_{rz}^2$$

$$\theta = \text{angle de Lode, égal à } \frac{1}{3} \arcsin\left(-\frac{\sqrt{3} J_3}{2 J_2^{3/2}}\right); -\frac{\pi}{6} < \theta < \frac{\pi}{6}$$

$$J_3 = \text{troisième invariant de } S_{ij}$$

$$= S_r S_\theta S_z - S_\theta \tau_{rz}$$

Pour l'acier on a utilisé le critère de TRESCA; ceci revient à employer le critère de MOHR-COULOMB mais en assignant une valeur égale à zéro pour l'angle de frottement interne. La valeur de la cohésion de l'acier introduite dans le critère a été considérée égale à la moitié de la limite d'écoulement plastique. L'utilisation d'un critère d'écoulement pour l'acier de la tige n'est en réalité pas nécessaire pour ce type d'étude, car on considère que l'on a atteint la rupture dans l'acier de la tige une fois que la charge totale appliquée (égale à la charge incrémentale cumulée) a atteint la charge limite de rupture de la tige d'ancrage. On a procédé de cette façon, par utilisation d'un critère d'écoulement pour l'acier pour une raison de simplicité dans la programmation.

Pour le potentiel plastique de nombreux auteurs dont ZIENKIEWICZ (63), SMITH (82) et CHEN (21) utilisent avec le critère de MOHR-COULOMB la fonction suivante:

$$Q = \sigma_m \sin \psi + \sqrt{J_2} \left( \cos \theta - \frac{\sin \theta \sin \psi}{\sqrt{3}} \right) - c \cos \psi \quad (5.26)$$

Q = fonction décrivant le potentiel plastique

$\psi$  = angle de dilatation

On peut voir que la fonction décrivant le potentiel plastique (5.26) est de la même forme que celle décrivant l'écoulement plastique (5.25) sauf que l'angle de frottement,  $\phi$ , est remplacé par un angle de dilatation,  $\psi$ . Notons que pour  $\phi$  égal à  $\psi$  on a la plasticité standard,  $F=Q$ . Ce cas-ci conduit à des changements de volume trop grands durant l'écoulement plastique. Une variante qui est très utilisée par de nombreux auteurs consiste à considérer une loi d'écoulement non associée avec un changement de volume plastique nul en donnant une valeur égale à zéro pour l'angle de dilatation  $\psi$ . Les applications dans le chapitre suivant furent effectuées avec cette considération.

Pour un comportement élastoplastique l'incrément de déformation totale  $d\varepsilon$  peut s'écrire comme suit:

$$d\varepsilon = d\varepsilon_e + d\varepsilon_p \quad (5.27)$$

$d\varepsilon$  = incrément de déformation totale

$d\varepsilon_e$  = incrément de déformation élastique

$d\varepsilon_p$  = incrément de déformation plastique

Le développement de la relation entre les contraintes et les déformations élastoplastiques se trouvent dans plusieurs livres [(26), (59), (84)]; on ne donnera ici que la relation générale qu'on obtient:

$$\{d\sigma\} = [C] \{d\varepsilon\} - \frac{[C] \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [C]}{A_e + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [C] \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\}} \{d\varepsilon\} = [C_{ep}] \{d\varepsilon\} \quad (5.28)$$

$[C]$  = matrice des constantes élastiques (expression [5.19])

$[C_{ep}]$  = matrice élastoplastique

$A_e$  = paramètre d'écrouissage, égal à zéro pour un comportement parfaitement plastique

L'expression [5.28] permet de calculer l'incrément  $d\sigma$  correspondant à un incrément donné de déformation  $de$ , donc les charges doivent être appliquées par incréments successifs. D'autre part pour chaque incrément, la relation [5.28] n'est pas linéaire puisque la matrice  $[C_{ep}]$  dépend de l'état de contrainte totale  $\{\sigma\}$ . Ainsi la forme des lois de l'élastoplasticité nous oblige donc:

1. A procéder par incréments de charge;
2. A résoudre un problème non linéaire pour chaque incrément.

Les méthodes itératives sont le seul moyen systématique et général dont on dispose pour résoudre les problèmes non linéaires. Elles consistent à obtenir la solution cherchée par la résolution d'une série de problèmes linéaires.

Soit  $\Delta\{F\}$  l'incrément de charge imposé et  $[K]$  la matrice de rigidité globale. On distingue schématiquement trois sortes de procédés itératifs (utilisables pour la résolution de chaque incrément) dont un bref rappel est décrit ci-dessous:

#### 1. Méthode de la matrice de rigidité variable (71)

Le système  $[K_{ep}(\{\sigma\})] \Delta\{U\} = \Delta\{F\}$  est résolu de manière itérative en modifiant la matrice de rigidité globale à chaque itération: pour les éléments en déformation plastique, on substitue à  $[C]$ , lors du calcul des matrices de rigidité élémentaires, la matrice  $[C_{ep}]$  calculée avec

l'état de contrainte trouvé à l'itération précédente.

L'inconvénient de cette méthode est qu'il faut recalculer la matrice de rigidité globale et faire la résolution complète d'un nouveau système à chaque itération, ce qui n'est pas très économique.

## 2. Méthode de la déformation initiale (2)

Si  $[C_{ep}]^{-1}$  existe et s'il y a déformation plastique, la relation [5.28] peut s'écrire

$$\{\delta\sigma\} = [C] (\delta\{\varepsilon\} - \delta\{\varepsilon_{init}\}) \quad (5.29)$$

en posant:

$$\delta\{\varepsilon_{init}\} = ([C_{ep}]^{-1} - [C]^{-1}) \delta\{\sigma\} \quad (5.30)$$

ce qui donne, en passant au système global:

$$\delta\{F\} + \delta\{Q(\{\sigma\})\} = [K] \delta\{U\} \quad (5.31)$$

où  $\delta\{U\}$  est la solution élastoplastique cherchée et  $\delta\{Q(\{\sigma\})\}$  le chargement correspondant au déplacement imposé  $\delta\{\varepsilon_{init}\}$ . Pour chaque élément nous avons ainsi:

$$\delta\{q(\{\sigma\})\} = \iiint_{vol} [B]^T [C] \delta\{\varepsilon_{init}\} d(vol) \quad (5.32)$$

Le fait d'écrire le problème sous cette forme permet de faire apparaître un processus où la même matrice de rigidité globale  $[K]$  est utilisée en permanence, mais où le chargement, lui, varie à chaque itération.

Le gros inconvénient de cette méthode est qu'elle ne permet pas de prendre en compte la plasticité parfaite; dans ce cas, en effet  $[C_{ep}]^{-1}$  n'existe pas: il n'est pas possible de déterminer  $\delta \{\varepsilon\}$  uniquement à partir de  $\delta \{\sigma\}$  (nous avons toujours cependant:  $\delta \{\sigma\} = [C_{ep}] \delta \{\varepsilon\}$ ).

### 3. Méthode de la contrainte initiale (5), (87)

Nous pouvons écrire l'équation [5.28] sous la forme:

$$\delta \{\sigma\} = [C] \delta \{\varepsilon\} - \delta \{\sigma_{init}\} \quad (5.33)$$

en posant:

$$\delta \{\sigma_{init}\} = ([C] - [C_{ep}]) \delta \{\varepsilon\} \quad (5.34)$$

ce qui donne, en passant au système global:

$$\delta \{F\} + \delta \{Q(\{\sigma\})\} = [K] \delta \{U\} \quad (5.34)$$

où  $\delta \{U\}$  est la solution élastoplastique cherchée et  $\delta \{Q(\{\sigma\})\}$ , le chargement correspondant à l'état de contrainte  $\delta \{\sigma_{init}\}$  imposé. Pour chaque élément, nous avons ainsi:

$$\delta \{q (\{\sigma\})\} = \iiint_{\text{vol}} [B] \delta \{\sigma_{\text{init}}\} d(\text{vol}) \quad (5.35)$$

Les forces  $\delta \{Q\}$  sont appelées forces de rééquilibrage. Comme dans le cas précédent, nous voyons apparaître, pour résoudre [5.34], un processus itératif, permettant de garder la même matrice de rigidité globale, et où seul le chargement varie à chaque itération. Une fois qu'un élément a atteint l'écoulement plastique, les contraintes excédentaires, en dehors de la surface d'écoulement plastique, seront considérées comme des contraintes initiales et seront alors converties en forces  $\delta \{q\}$ .

Les inconvénients retrouvés dans les deux premières méthodes décrites nous ont amené à retenir pour le programme Arrachement la dernière méthode présentée.

Dans le programme Arrachement le processus de redistribution de la force s'arrête, et l'incrément de charge extérieure suivant débute quand un des critères suivants est satisfait:

1. Le changement relatif de la composante maximum du vecteur déplacement entre deux itérations successives est inférieure à 1%;
2. Le nombre d'itération maximum fixé est atteint.

(ii) Organisation du programme et paramètres d'étude à fournir

Les possibilités du programme informatique Arrachement sont:

1. Analyse en élasticité linéaire;
2. Analyse en chargement incrémental avec écoulement plastique des éléments.

L'analyse en élasticité linéaire permet de déterminer les déplacements, les déformations et les contraintes avant l'écoulement plastique.

L'analyse en chargement incrémental est requise du fait que l'on traite un comportement élastoplastique. Elle permet d'obtenir la distribution des déplacements, des déformations, des contraintes ainsi que l'évolution ou la progression des zones plastifiées à chaque incrément de charge appliquée.

L'organisation du programme consiste fondamentalement en un programme principal dans lequel sont effectués le dimensionnement des vecteurs et matrices, les initialisations, les lectures des données, les appels aux sous-programmes appropriés et l'écriture des résultats pour chaque incrément de charge appliqué. Vingt et un sous-programmes sont utilisés pour exécuter les évaluations requises. Un organigramme du programme principal est montré dans la figure 5.2. Les séquences du programme sont présentées dans le rapport de recherche (16).

On peut regrouper les paramètres d'étude à fournir au programme en quatre catégories:

1. La géométrie;
2. Les paramètres mécaniques des matériaux;
3. Les conditions aux frontières;
4. L'incrément de charge extérieur et le nombre d'itérations désirées.

La configuration du maillage typique utilisé dans les applications, avec les conditions aux frontières et la charge extérieure est montrée dans la figure 5.3. Dans toutes les applications, le nombre d'éléments utilisé fut de 150 (25 éléments (sens vertical) x 6 éléments (sens horizontal)). L'épaisseur des éléments finis modélisant les contacts tige-coulis et roche-coulis considérée dans les applications du chapitre suivant est de 5 mm, ce qui fait que les contraintes et les déformations calculées sont situées à 2,5 mm des contacts.

Les modes de rupture de l'ancrage que le programme Arrachement peut prédire sont:

1. Rupture tige-coulis: les 25 éléments finis modélisant le coulis le long de tout le contact tige-coulis ont atteint l'écoulement plastique;
2. Rupture roche-coulis: les 25 éléments finis modélisant la roche le long de tout le contact roche-coulis ont atteint l'écoulement plastique;
3. Rupture dans l'acier de la tige: la charge totale appliquée, qui est égale à la charge incrémentale cumulée, a atteint la charge limite de rupture de la tige.

(iii) Paramètres mécaniques impliqués dans le modèle proposé

Les paramètres mécaniques impliqués dans le modèle proposé sont la cohésion  $c$ , l'angle de frottement  $\phi$ , (ces deux paramètres interviennent dans le critère de MOHR-COULOMB), le module d'élasticité  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ , ( $E$  et  $\nu$  sont impliqués dans la matrice des constantes élastiques).

En comportement élastique les paramètres mécaniques des trois matériaux impliqués dans l'ancrage, tige d'acier, coulis de scellement et roche, et qui interviennent dans les calculs sont le module d'élasticité et le coefficient de Poisson. La cohésion et l'angle de frottement interviennent quant à eux dans le calcul élastoplastique et permettent de savoir à l'aide du critère de MORH-COULOMB si l'élément a atteint l'écoulement plastique.

On a vu précédemment qu'un ancrage injecté se compose de deux interfaces qui sont tige-coulis et roche-coulis et qu'en général dans une roche homogène la rupture de l'ancrage survient selon l'un de ces trois

modes suivants:

- . rupture du coulis au niveau du contact tige-coulis; ce mode de rupture survient dans le cas d'une roche massive telle celle rapportée dans cette thèse;
- . rupture de la roche au niveau du contact roche-coulis; ce mode de rupture survient dans le cas d'une roche tendre;
- . rupture dans l'acier de la tige par atteinte de la charge limite de rupture de la tige utilisé.

La rupture du coulis dans le mode de rupture 'tige-coulis' et la rupture de la roche dans le mode de rupture 'roche-coulis' s'effectuent par cisaillement. Les valeurs de la cohésion du coulis et de la roche à appliquer dans le modèle devraient donc être déterminées à partir d'essais de cisaillement direct; pour le coulis l'éprouvette serait constituée d'une tige d'acier et de coulis tandis que pour la roche l'éprouvette serait constituée de roche et de coulis. La conduite de tels essais en laboratoire est cependant compliquée et en plus ces essais ne permettent pas de tenir compte rigoureusement des conditions en chantier. L'étude, avec ce modèle, de la rupture des ancrages testés en chantier (paragraphe 6.2.3) fut conduite en attribuant à la cohésion du coulis la valeur de la résistance au cisaillement ultime tige-coulis,  $\tau_{t-c}$  ultime, (tableau 4.4), déterminée à partir d'essais d'arrachement d'ancrages installés en chantier. Pour la roche, qui est dans ce cas-ci massive et dure, la valeur de la cohésion introduite dans le modèle est celle obtenue à partir des résultats des essais triaxiaux.

## CHAPITRE 6

### DISCUSSION DES RÉSULTATS THÉORIQUES: UTILISATION DU PROGRAMME INFORMATIQUE ARRACHEMENT

#### 6.1 Introduction

Ce chapitre vise à présenter et à discuter les résultats des applications qu'on a effectuées avec le programme informatique Arrachement. Une comparaison entre ces résultats théoriques et ceux des travaux expérimentaux (chapitre 4) ainsi que ceux rapportés dans la revue de littérature (chapitre 2) y sera aussi présentée.

Les exemples traités dans ce chapitre, lorsque rien n'est spécifié, furent obtenus avec des matériaux et des données décrits dans le chapitre 3, soit:

- . Tige d'acier de diamètre égal à 36 mm et de caractéristiques mécaniques telles qu'indiquées dans le tableau 3.2;
- . Trou de forage de diamètre égal à 76,2 mm (3 pouces);
- . Matériau rocheux, de caractéristiques mécaniques telles que montrées dans le tableau 3.1;
- . Coulis de ciment C2, de caractéristiques mécaniques telles qu'illustrées dans le tableau 3.4. Ce coulis fut celui qu'on a le plus testé, comparativement aux autres produits de scellement cités dans le chapitre 3.

#### 6.2 Applications effectuées avec le programme informatique Arrachement

Dans les applications qui vont suivre on discute d'abord à titre d'exemple pour un comportement élastique, les points suivants:

- . Une illustration de la répartition des contraintes, des déformations et des déplacements;
- . Influence des modules d'élasticité du coulis et de la roche sur la répartition des contraintes le long d'un ancrage;
- . Influence de la longueur ancrée et du diamètre du trou de forage sur la répartition des contraintes le long d'un ancrage.

Ensuite on présente la détermination des charges de rupture compte tenu de la géométrie et des caractéristiques mécaniques des ancrages testés en chantier; l'évolution de la rupture et des contraintes en fonction de l'augmentation de la charge d'arrachement y sera également discutée.

#### 6.2.1 Illustration de la répartition des contraintes, des déformations et des déplacements élastiques

Les figures 6.1 à 6.3 montrent la répartition des contraintes, des déformations et des déplacements élastiques pour un ancrage d'une longueur ancrée prise égale à 500 mm. De ces figures on peut relever les points suivants:

1. Les variations de la contrainte et de la déformation verticales dans la tige avec la profondeur (figures 6.1a et 6.1c) sont non linéaires. Ces variations sont caractérisées par une dissipation rapide avec la profondeur, analogue à celle qu'on a observée des essais sur les ancrages instrumentés (figures 4.5 à 4.10). Notons aussi que la distribution de la contrainte verticale le long des contacts tige-coulis et roche-coulis est aussi non linéaire;
2. Les profils de distribution des contraintes et des déformations de cisaillement (figures 6.2a et 6.2b) montrent que le cisaillement est

concentré au niveau de l'extrémité tendue de l'ancrage et ce tel comme nous l'avons observé dans les résultats du chapitre 4 (figures 4.11 à 4.13). Par ailleurs, on constate que la position du plus sévère cisaillement se situe au contact tige-coulis: on devrait donc s'attendre, comme dans les résultats expérimentaux, à une rupture du coulis au niveau du contact tige-coulis lorsque la charge d'arrachement augmenterait;

3. Le déplacement vertical de la roche et du coulis à différents niveaux horizontaux, (figure 6.3), montre que le plus grand déplacement survient à proximité de la tige et du trou de forage en haut de la zone ancrée. A mesure que l'on se dirige vers le bas de la zone ancrée le déplacement vertical diminue. Dans le sens horizontal, le déplacement vertical se dissipe rapidement et atteint une valeur négligeable à une distance d'environ  $4D$  à partir du centre du trou de forage; ( $D$ =diamètre du trou de forage).

#### 6.2.2 Influence des modules d'élasticité du coulis et de la roche, de la longueur ancrée et du diamètre du trou de forage sur la répartition des contraintes élastiques

L'influence du module d'élasticité de la roche,  $E_r$ , variant de 0,1 à 100 GPa, sur la distribution des contraintes élastiques le long d'un ancrage est illustrée dans la figure 6.4. Tout comme le travail théorique de COATES et YU (23) et de HOLLINGSHEAD (38), mentionné précédemment dans le chapitre 2, ces résultats indiquent que la distribution des contraintes de cisaillement tend à devenir uniforme avec la profondeur à mesure que le module d'élasticité de la roche diminue. On constate cependant que cette

distribution ne devient uniforme que lorsque le module d'élasticité s'approche vers la valeur de 2 GPa; compte tenu de cette valeur, très basse, on peut pratiquement considérer que dans la majorité des ancrages injectés dans les massifs rocheux, la distribution des contraintes de cisaillement est non-uniforme (de type exponentiel) avec la profondeur et on est donc en présence d'une concentration de contraintes en haut de la zone ancrée. Cette constatation rejoint donc les résultats de PHILIPS (67). La figure 6.4 nous montre aussi que les distributions des contraintes sont presque confondues pour les valeurs du module d'élasticité de la roche supérieures à environ 30 GPa.

Le module d'élasticité,  $E_c$ , des coulis de scellement généralement utilisés pour l'injection des ancrages, varie entre 10 GPa et 20 GPa. L'influence de  $E_c$  sur la répartition des contraintes fut alors examinée en considérant ces deux valeurs précitées, tel qu'illustré dans la figure 6.5. L'examen de cette figure nous indique que cette variation de  $E_c$  n'influe pratiquement pas sur la distribution des contraintes.

L'influence de la géométrie de l'ancrage sur la répartition des contraintes fut étudiée en variant la longueur ancrée, de 250 à 2000 mm, et le diamètre du trou de forage, de 50,8 (2 pouces) à 254 mm (10 pouces). Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 6.6 et 6.7 respectivement pour la longueur ancrée et le diamètre du trou de forage. La figure 6.6 montre que les contraintes ne se distribuent pas nécessairement sur toute la longueur injectée, et que l'augmentation de la longueur ancrée n'empêche pas la formation de concentration des contraintes en haut de la zone ancrée. Ce point-ci rejoint donc nos observations relevées sur les ancrages instrumentés (figures 4.5 à 4.13).

Si l'on examine maintenant l'effet de la variation du diamètre du trou de forage sur les distributions des contraintes verticales et des contraintes de cisaillement (figure 6.7) on constate que le diamètre du trou de forage n'intervient de façon significative qu'au niveau des contraintes de cisaillement le long du contact roche-coulis. Ainsi plus le diamètre augmente plus l'ampleur de la concentration des contraintes de cisaillement au contact roche-coulis en haut de la zone ancrée diminue. L'utilisation d'un diamètre élevé pour le trou de forage ne sera ainsi intéressante que dans le cas d'une roche tendre où la rupture se produira dans la roche.

### 6.2.3 Étude sur la rupture de l'ancrage

L'évolution de la rupture de l'ancrage est observée analytiquement par l'atteinte de l'écoulement plastique successive des éléments finis constituant le maillage de l'ancrage en fonction de l'augmentation de la charge d'arrachement. L'incrément de charge qu'on a utilisé, pour suivre cette évolution jusqu'à l'atteinte de la charge de rupture de l'ancrage, fut fixé à 20 kN; cette valeur représente environ le 1/50 de la charge de rupture maximum des ancrages considérés ici qui est égale à 1030 kN (charge limite de rupture de la tige d'acier Dywidag utilisée).

Lorsque l'un des modes de rupture décrits dans le chapitre précédent (paragraphe 5.2.1.2, point (ii)) survient, on considère donc que la rupture de l'ancrage est atteinte et avec le mode de rupture correspondant. Notons que dans le cas de nos ancrages, deux modes de rupture furent observés:

- . Rupture au niveau du contact tige-coulis, car les 25 éléments finis modélisant le coulis le long de tout le contact tige-coulis ont atteint l'écoulement plastique;

- . Rupture dans l'acier, car la charge totale appliquée, qui est égale à la charge incrémentale cumulée, a atteint la charge limite de rupture de la tige soit 1030 kN.

(i) Prédiction de la charge de rupture des ancrages testés en chantier

Un sommaire des valeurs des paramètres mécaniques introduites dans le programme Arrachement pour l'obtention des résultats suivants est montré dans le tableau 6.1.

Le tableau 6.2 montre les charges de rupture et les modes de rupture, tels qu'obtenus avec le programme Arrachement, en commun avec les résultats obtenus sur plusieurs ancrages injectés avec le coulis C2. De ce tableau on peut voir qu'Arrachement prédit des charges de rupture et des modes de rupture semblables à ceux obtenus des essais d'arrachement. Cette bonne concordance entre les résultats théoriques et expérimentaux se retrouve aussi pour les ancrages injectés avec les autres produits de scellement, tableau 6.3.

La variation des charges de rupture théoriques et expérimentales, du tableau 6.2, est reportée dans la figure 6.8 en fonction de la longueur ancrée. Outre donc le rapprochement entre les valeurs théoriques et expérimentales, on voit aussi de cette figure que la charge de rupture théorique augmente de façon linéaire avec la longueur ancrée jusqu'à une longueur ancrée égale à 630 mm (comparativement à 650 mm pour les résultats expérimentaux). Au-delà de cette longueur (630 mm), la charge de rupture demeure constante à une valeur égale à la charge limite de rupture de la tige.

(ii) Évolution de la rupture et des contraintes en fonction de l'augmentation de la charge d'arrachement

L'évolution de la rupture en fonction de l'augmentation de la charge d'arrachement, pour des ancrages de longueurs ancrées égales à celles des ancrages instrumentés testés, est schématisée dans la figure 6.9. De cette figure on peut ressortir les observations suivantes:

1. Dans tous les cas la rupture des ancrages s'est produite par rupture du coulis situé le long des contacts tige-coulis. La rupture du coulis commence en haut de la zone ancrée et progresse vers le bas de l'ancrage à mesure que la charge augmente; ce qui rejoint donc les observations faites à partir des profils des contraintes de cisaillement obtenus sur les ancrages instrumentés (chapitre 4);
2. La progression de la rupture du coulis en fonction de l'augmentation de la charge d'arrachement, jusqu'à un niveau de chargement inférieur ou égal à la limite de rupture de la tige, s'est propagée le long de toute la zone ancrée pour les ancrages scellés sur une longueur inférieure ou égale à 630 mm (figures 6.9 a,b,c,d);
3. Pour les 3 ancrages de longueurs ancrées supérieures à 630 mm (figures 6.9 e,f,g), on voit que pour des charges appliquées très voisines de la limite de rupture de la tige, la rupture du coulis s'est plus ou moins limitée en haut de la zone ancrée et ce tout particulièrement pour les deux ancrages scellés sur 1060 mm et 1510 mm (figures 6.9 f,g). La profondeur de rupture de coulis, pour ces 3 ancrages, a atteint environ 450 mm pour une charge appliquée très proche de la limite élastique de la tige (860 kN).

Des exemples de l'évolution de la rupture pour les ancrages injectés avec les autres produits de scellement sont indiqués dans la figure 6.10.

Les distributions des contraintes verticales dans la tige, des contraintes de cisaillement le long des contacts tige-coulis et roche-coulis et des déplacements de la tige à l'extrémité tendue de l'ancrage, à mesure que la charge d'arrachement croît, furent aussi étudiées avec Arrachement. Ainsi dans les figures 6.11 et 6.12, on montre ces distributions pour deux longueurs ancrées, choisies parmi celles utilisées dans les ancrages instrumentés testés. Les courbes de contraintes sont dessinées pour trois niveaux de chargement; le premier niveau correspond au comportement élastique (absence de rupture du coulis), tandis que les deuxième et troisième niveaux correspondent au comportement avec rupture du coulis. La charge à laquelle les contraintes élastiques sont tracées peut être arbitraire car la forme des courbes demeure la même. Ces figures conduisent aux observations suivantes:

1. La forme générale des courbes des contraintes verticales dans la tige, des contraintes de cisaillement le long des contacts tige-coulis et roche-coulis et des déplacements concordent avec les travaux théoriques et expérimentaux présentés dans la littérature (chapitre 2) et aussi avec les données expérimentales obtenues à partir des essais en chantier sur les ancrages instrumentés (figures 4.5 à 4.13). Avant la rupture du coulis, une concentration de contraintes de cisaillement apparaît à l'extrémité tendue de l'ancrage, avec une diminution progressive vers le bas de la zone ancrée;
2. La rupture du coulis engendre un transfert de contraintes vers le bas de l'ancrage à mesure qu'elle avance; le niveau de contrainte dans la tige se retrouve ainsi accru de façon très significative (comparativement au comportement élastique) comme le montrent les courbes des contraintes verticales et des déplacements;

3. La rupture du coulis modifie non seulement les contraintes de cisaillement le long du contact tige-coulis mais aussi celles agissant le long du contact roche-coulis. Dans les deux cas les courbes de distribution des contraintes de cisaillement perdent la forme exponentielle dans la zone de rupture; cette forme demeure seulement dans la zone du coulis intact (bas de l'ancrage). La perte de forme exponentielle des contraintes de cisaillement dans la zone de rupture peut s'expliquer par le fait que dans cette zone, le transfert de contraintes tige  $\rightarrow$  coulis  $\rightarrow$  roche devient faible;
4. Avant la rupture du coulis, le déplacement vertical de la tige à l'extrémité tendue augmente linéairement avec la charge. Après initiation de la rupture, la courbe de déplacement devient non linéaire et avec une pente qui diminue (le déplacement augmente fortement avec la charge) à mesure que la rupture du coulis progresse vers le bas de l'ancrage. Ceci est le résultat de l'accroissement relatif du niveau de contrainte verticale dans la tige, comparativement au comportement élastique.

## CHAPITRE 7

### CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

#### 7.1 Conclusions générales

Des essais d'arrachement, de fluage et de relaxation furent réalisés sur des ancrages installés en chantier dans une roche massive et dure. Aussi le comportement à l'arrachement d'ancrages injectés dans une roche homogène fut analysé théoriquement à l'aide d'une approche par éléments finis. En se basant sur les résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être énoncées:

1. La résistance à l'arrachement mobilisée par des ancrages injectés dans une roche massive et dure dépend des propriétés des coulis de scellement. Des résultats des essais d'arrachement sur des ancrages scellés avec des coulis, dont on a fait varier la composition, il apparaît que:
  - a. La poudre d'aluminium, la fumée de silice et le sable qui furent ajoutés au coulis de ciment usuel C1 (eau + ciment), contribuent de façon très significative à l'amélioration de la résistance à l'arrachement. Ainsi il a été possible d'augmenter de 50% la résistance à l'arrachement d'un ancrage juste en optimisant les coulis de ciment employés (coulis C1 versus coulis C4). La valeur de  $\tau_{t-c}$  ultime mobilisée par le coulis usuel C1 vaut 12,6 MPa tandis que celle mobilisée par le coulis C4 (coulis C1 + poudre d'aluminium, fumée de silice et sable) 19,0 MPa;
  - b. La poudre d'aluminium, utilisée comme agent expansif, engendre un confinement du scellement se traduisant par une amélioration de l'adhérence. L'ajout de la fumée de silice contribue à augmenter la

résistance en compression du coulis et réduit les risques d'interaction néfaste entre le ciment et la roche (réaction alcalis/roche). La substitution de sable à une partie du ciment se traduit par une réduction du retrait et à un confinement du scellement lors de sa rupture grâce à la dilatance du matériau fissuré. L'ajout de ces substituants au coulis de ciment usuel a permis aussi aux coulis à base de ciment de développer des résistances à l'arrachement nettement supérieures à celle obtenue avec le scellement à base de résine époxy. Ainsi la valeur de  $\tau_{t-c}$  ultime mobilisée respectivement par les coulis de ciment C2, C3 et C4 vaut 14,5 MPa, 15,8 MPa et 19,0 MPa comparativement à celle mobilisée par la résine époxy qui vaut 12,9 MPa.

Suite à ces observations précédentes, il est recommandé d'employer des coulis à base de ciment portland expansif ayant un faible retrait, une grande résistance à la compression et un comportement dilatant;

- c. Ces travaux ont aussi montré que le coulis de scellement doit être étudié avec autant d'attention que la roche dans un projet d'ancrage injecté. En fait, dans le dimensionnement des ancrages injectés, les caractéristiques de l'acier des barres d'ancrage étant normalisées, les divers codes nationaux en usage insistent surtout sur l'estimation de la résistance au cisaillement qui peut être mobilisée au niveau du contact roche-coulis ou tige-coulis en fonction du type de roche en présence et en considérant qu'il s'agit d'un coulis de ciment usuel. On observe alors une grande dispersion dans les valeurs recommandées, comme on l'a vu dans la revue de littérature. Cette procédure conduit à un surdimensionnement très important des

longueurs de scellement injectées sans que le facteur de sécurité des ancrages contre l'arrachement s'en trouve majoré dans les mêmes proportions. Concluons ce point en disant que si les propriétés mécaniques de la roche constituent un facteur important dans le dimensionnement de la longueur ancrée il faut aussi tenir compte de celles du coulis de scellement employé;

2. Des résultats des essais d'arrachement sur les ancrages installés en chantier, il apparaît également que:
  - a. La charge de rupture augmente linéairement avec l'augmentation de la longueur ancrée et ce jusqu'à l'atteinte d'une charge de rupture égale à la charge de limite de rupture de la tige d'acier. Pour des longueurs ancrées supérieures à la longueur optimum (la plus petite longueur ancrée correspondant à une charge de rupture équivalente à la limite de rupture de la tige), la charge de rupture demeure constante et égale à la charge de limite de rupture de la tige. La longueur ancrée optimum pour le coulis de ciment C2 et la résine époxy se situe respectivement aux environs de 650 mm et 725 mm du moins pour les caractéristiques géométriques et mécaniques des ancrages considérés ici;
  - b. La rupture des tiges injectées scellées dans une roche dure, ou une roche dont les propriétés mécaniques sont égales ou supérieures à celles du coulis de scellement (cas de nos essais), se fait au contact tige-coulis comparativement aux roches tendres où la rupture au contact roche-coulis serait dominante (revue de littérature). Par ailleurs on a trouvé que la rupture au niveau du contact tige-coulis est caractérisée par un cisaillement du coulis situé en bordure des crénelures de la tige;

- c. Les essais sur les ancrages instrumentés ont montré qu'il existe une concentration de contraintes à l'extrémité tendue d'une tige injectée scellée dans une roche dure. La distribution de contraintes dans une roche dure est exponentielle. Une fois que la décohésion du coulis en tête du scellement apparaît, il se produit un déplacement de la contrainte de cisaillement,  $\tau_{\max}$ , vers le bas. Par la suite, à mesure que la charge d'arrachement augmente, la décohésion et la zone du pic de contrainte se déplacent de plus en plus en profondeur où le coulis demeure encore intact. Cette rupture progressive s'accompagne donc d'un transfert de la zone fortement sollicitée en profondeur ou vers le bas de la zone ancrée;
- d. La charge de décohésion initiale semble visiblement se manifester pour des charges d'arrachement inférieures à environ 25% de la charge de rupture de l'ancrage. Les lectures sur les jauges ont aussi mis en évidence que la décohésion du coulis génère, au déchargement de l'ancrage, une inversion des contraintes de cisaillement dans la zone du scellement où a eu lieu la décohésion;
3. Le programme informatique Arrachement, qui est basé sur la méthode des éléments finis, peut être utilisé pour étudier le comportement à l'arrachement d'ancrages injectés dans une roche homogène. Il permet ainsi de prédire l'évolution de la rupture, du déplacement en tête de l'ancrage et des contraintes à mesure que la charge d'arrachement augmente pour des ancrages de géométrie donnée.
- On a observé que les charges de rupture prédites, par le modèle proposé, concordent avec les charges de rupture observées sur les ancrages installés en chantier.
- Les paramètres mécaniques impliqués dans le modèle sont le module d'élasticité, le coefficient de Poisson, l'angle de frottement et la

cohésion.

Les valeurs de la cohésion du coulis et de la roche à appliquer dans le modèle sont déterminées à partir d'essais d'arrachement sur des ancrages installés en chantier et ayant de courtes longueurs ancrées ( $LA/d < 8$ ).

On attribue à la cohésion du coulis la valeur de la résistance au cisaillement ultime tige-coulis,  $\tau_{t-c}$  ultime, et à la cohésion de la roche la valeur de la résistance au cisaillement ultime roche-coulis,  $\tau_{r-c}$  ultime. Toutefois dépendamment de la nature de la roche, massive ou tendre, on peut avoir les deux situations suivantes:

- . roche massive: La rupture des ancrages se fera dans le coulis et l'on utilisera  $\tau_{t-c}$  ultime = cohésion du coulis; dans ce cas la cohésion de la roche à appliquer dans le modèle est prise égale à la valeur déduite d'essais triaxiaux ou plus simplement de la relation

$$\frac{C_o}{2} \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right);$$

- . roche tendre: La rupture des ancrages se fera dans la roche et l'on utilisera  $\tau_{r-c}$  ultime = cohésion de la roche; dans ce cas la cohésion du coulis à appliquer dans le modèle est prise égale à la valeur déduite d'essais triaxiaux ou plus simplement de la relation

$$\frac{C_o}{2} \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right).$$

Dans l'absence d'essais triaxiaux l'angle de frottement,  $\phi$ , peut être approximé par l'angle de frottement résiduel,  $\phi_r$ ; celui-ci se détermine assez facilement à partir d'essais de cisaillement direct.

4. Des résultats des applications qu'on a effectuées, à titre d'exemple, à l'aide d'Arrachement, il apparaît que:
  - a. On peut pratiquement considérer que pour la majorité des ancrages injectés dans les massifs rocheux la distribution de contraintes de cisaillement est non uniforme avec la profondeur; car cette

- distribution ne tend à être uniforme que lorsque le module d'élasticité de la roche,  $E_r$ , devient très faible (inférieur à environ 2 GPa). Notons aussi que plus la valeur de  $E_r$  est élevée, plus la concentration de contraintes en haut du scellement est intense;
- b. Les variations des contraintes, des déformations et des déplacements le long d'un ancrage, pour une roche dure, disparaissent rapidement avec la profondeur;
  - c. Les variations dans les modules d'élasticité des coulis généralement utilisés (10 à 20 GPa) n'influent pratiquement pas la distribution des contraintes;
  - d. L'augmentation de la longueur ancrée n'empêche aucunement la formation de concentration de contraintes de cisaillement en haut de la zone ancrée, car les contraintes ne se distribuent pas nécessairement le long de toute la longueur ancrée;
5. Les résultats des essais de fluage, réalisés en chantier sur des ancres injectés avec un coulis de ciment et une résine époxy, ont montré que:
- a. La courbe de l'évolution de la charge critique de fluage en fonction de la longueur ancrée se décompose en deux zones: une première zone dans laquelle la charge critique croît fortement et linéairement en fonction de la longueur ancrée, suivie par une croissance très faible et uniforme (deuxième zone). Ainsi comme dans les essais d'arrachement il existe une longueur ancrée à partir de laquelle la charge critique n'augmente pratiquement pas, car le fluage est contrôlé par la limite élastique de la tige d'acier. La charge critique maximum obtenue, que ce soit pour le coulis de ciment ou la résine, correspond ici à 93% de la charge de limite élastique de la tige, soit 800 kN;

- b. La longueur libre de l'ancrage n'a pas d'influence sur la charge critique; elle intervient par contre au niveau des déplacements de fluage;
  - c. Les ancrages injectés avec du coulis de ciment ont montré une résistance au fluage supérieure d'environ 11% à celle des ancrages injectés avec de la résine époxy pour les longueurs ancrées inférieures ou égales à 600 mm. Au-delà de cette longueur, c'est la limite élastique de la tige d'acier qui gouverne le fluage et non plus le scellement;
  - d. La charge critique de fluage se situe aux environs de 80% de la charge de rupture à court terme et ce pour les deux produits de scellements utilisés (coulis de ciment et résine);
  - e. Les essais sur les ancrages instrumentés ont indiqué que le maintien d'une charge constante dans l'ancrage engendre une diminution de la contrainte de cisaillement dans le haut du scellement et une augmentation de la contrainte de cisaillement dans le bas de la zone ancrée. Ceci conduit à dire que le fluage d'un ancrage injecté réduit le transfert de contraintes en haut du scellement et l'augmente en bas de l'ancrage. Ce résultat indique donc que le fluage du système tige/coulis serait caractérisé par une pénétration progressive de la charge vers le bas du scellement;
6. Des résultats des essais de relaxation, réalisés en chantier sur des ancrages injectés avec un coulis de ciment et une résine époxy, il apparaît que:
- a. La perte de charge instantannée au blocage dépend de la charge imprimée par le vérin à l'ancrage d'une part et de la longueur libre d'autre part; la longueur ancrée et le type de scellement n'inter-

viennent pratiquement pas. Pour une longueur libre fixe, les pertes au blocage augmentent avec l'augmentation de la charge appliquée par le vérin à l'ancrage et inversement pour des charges appliquées constantes, les pertes au blocage diminuent lorsque la longueur libre augmente. Pour des charges appliquées, très proches de la charge de limite élastique de la tige, on a relevé pour l'ensemble des ancrages testés une perte de charge moyenne au blocage variant entre 6,2% et 11,2% respectivement pour les deux longueurs libres utilisées soit 2900 mm et 1450 mm;

- b. Les variations de la charge dans l'ancrage en fonction du temps consistent en deux phases: d'abord la phase I dans laquelle on assiste à des pertes de charge rapides, ensuite la phase II qui est caractérisée par un taux de perte de charge très faible et uniforme. Cette phase a été pratiquement atteinte après une durée de tensionnement d'environ trois à cinq mois.

Dans la phase I qui est caractérisée par des pertes de charge rapides, on a pu distinguer qu'environ plus de 50% des pertes de charge finales ont lieu dans les premiers instants après le blocage (en deça d'un mois de tensionnement);

- c. Les trois phases de tensionnement auxquelles furent soumis les ancrages injectés avec le coulis de ciment ont montré que la perte de charge croît avec l'augmentation de la charge initiale. Ainsi les pertes de charge finales moyennes obtenues furent de 12,8 kN (6,4%), 28 kN (5,8%) et 58 kN (7,2%) respectivement pour des charges initiales moyennes appliquées de 200,2 kN (première phase, 189<sup>(1)</sup> jours), 481,9 kN (deuxième phase, 120<sup>(1)</sup> jours) et 794,5 kN (troisième phase, 465<sup>(1)</sup> jours);

---

(1): Durée de tensionnement

- d. L'influence du retensionnement est démontrée; le deuxième tensionnement des trois ancrages injectés avec de la résine a permis de réduire les pertes de charge d'environ 1/3 de celles obtenues au premier tensionnement. Cette réduction aurait été certainement plus élevée si les charges initiales appliquées au deuxième tensionnement (808,7 kN en moyenne) n'avaient pas été plus élevées que celles appliquées au premier tensionnement (746,8 kN en moyenne); cette différence de 61,9 kN (808,7-746,8) est significative car les charges initiales du deuxième tensionnement se sont approchées davantage de la charge de limite élastique de la tige d'acier (860 kN);
- e. Les pertes de charge relevées sur les ancrages injectés avec de la résine furent comparées à celles relevées sur les ancrages injectés avec le coulis de ciment; on a observé, dans l'ensemble, qu'elles sont très proches;
- f. Ces essais de relaxation ont par ailleurs indiqué que les variations de la longueur ancrée (500 à 2000 mm) et de la longueur libre (1450 et 2900 mm) utilisées n'ont eu pratiquement pas d'influence sur les pertes de charge.

## 7.2 Recommandations

La conception des ancrages injectés dans les massifs rocheux est complexe; toutefois leur utilisation sans cesse grandissante et répandue nécessite la poursuite de travaux additionnels dans les champs d'étude suivants:

1. On a montré que la composition du coulis de ciment a une influence sur la résistance à l'arrachement mobilisée par l'ancrage injecté dans une

roche massive et dure. Il serait alors intéressant d'entreprendre des essais d'arrachement sur des ancrages injectés dans une roche tendre, où le mode de rupture serait roche-coulis, afin d'examiner si la composition du coulis aurait toujours une influence sur la résistance à l'arrachement. Aussi il serait utile d'effectuer des essais de relaxation pour voir si la composition du coulis aurait une incidence sur les pertes de charges. Ce dernier travail peut avoir comme point de départ la conduite d'essais de fluage en laboratoire sur des échantillons de coulis. Par ailleurs, sur ce point de la composition du coulis de ciment, il faudrait envisager la recherche d'une optimisation du dosage des différents ajouts au coulis ainsi que d'autres ajouts minéraux pour utilisation dans divers cas pratiques (roches gelées, eaux agressives, réactions chimiques diverses ...).

2. Le programme informatique Arrachement a montré son aptitude pour l'étude du comportement à l'arrachement d'ancrages injectés dans une roche homogène. L'extension logique d'Arrachement serait l'introduction du cas d'un massif rocheux hétérogène avec différents espacements et orientations pour les discontinuités. Ce travail devrait être appuyé par des travaux en chantier ou plus simplement par des travaux en laboratoire en confectionnant des éprouvettes en béton ou en mortier dans lesquelles les discontinuités seraient simulées avec différents espacements, orientations et matériaux de remplissage;
3. Un travail additionnel aux travaux expérimentaux sur le fluage et la relaxation des ancrages pourrait être l'entreprise d'une approche par éléments finis. Cette analyse théorique pourrait partir du programme Arrachement qui lui aurait comme fonction la prédiction des zones de rupture avant et éventuellement lors du fluage ou de la relaxation.

Notons cependant que ce travail théorique ne serait réaliste que dans la mesure où l'on établisse auparavant des lois de comportement de fluage adéquates pour les matériaux impliqués dans l'ancrage (tige d'acier, coulis de scellement et roche).

Tige d'acier	Contrainte admissible (en pourcent de l'ultime)	Contrainte mobilisée (en pourcent de l'ultime)	Facteur de sécurité mesuré	Facteur de sécurité ultime	Origine
Lee Macalloy, 28 mm de diam.	70	-	-	1,43	Angleterre-Banks (1955)
Macalloy, 32 mm de diam.	56	84	1,5	1,79	Angleterre-Jackson (1970)
Creuse, 32 mm de diam.	54	64	1,2	1,85	Suède-Nordin (1968)
35 mm de diam.	50	75	1,5	2	U.S.A. - Drossel (1970)
HS, 22 mm de diam.	47	52	1,1	2,1	U.S.A. - Koziakin (1970)
HS	-	-	1,5	-	U.S.A. - Wosser et al. (1970)
Bauer, 35 mm de diam.	44	54	1,2	2,27	U.S.A. - Larson et al. (1972)
Dywidag, 27 mm de diam.	55	58	1,06	1,82	Japan - Ministère de Construction (1964)

TABLEAU 2.1 Contraintes de design et facteurs de sécurité pour les tiges d'acier, employés en pratique (LITTLEJOHN et BRUCE (48))

Contrainte admissible (pourcent)	Contrainte mobilisée (pourcent)	Facteur de sécurité mesuré	Facteur de sécurité ultime	Remarques	Origine
50	75	1,5	2	Par rapport à la résistance en tension	Angleterre-Littlejohn (1973)
<50	70	1,5	>2	Par rapport à la résistance en tension	Angleterre-Mitchell (1974)
50	75-80	1,5-1,6	2	Par rapport à la résistance en tension	Angleterre-Ground Anchors Ltd. (1974)
<60	<90	1,5	1,75	Par rapport à la limite d'écoulement	Allemagne-DIN 4125 (1972)
70	77	1,1	1,43	"Swissboring SA" ancrages BBRV	Suisse-Descoedres (1969)
<69	<90	>1,3	>1,45	Par rapport à la limite d'écoulement	Suisse-Recommandations Draft (1973)
<70	< 95	1,36	1,43	Par rapport à 0,1% de l'élongation résiduelle	France-Fargeot (1972)
60				Par rapport à la limite élastique	France-Adam (1972)
53-66	80	1,2-1,5	1,5-1,9	Par rapport à la résistance en tension ultime	France-Fenoux et al. (1972)
<60		1,3	2	Par rapport à la limite élastique	France-Bureau Securitas (1972)
			1,5-2	Par rapport à la limite élastique	Italie-Mascardi (1972)
65			1,54	Par rapport à la résistance en tension ultime	Finlande-Laurikainen (1972)
85				Par rapport à la limite élastique	Finlande-Laurikainen (1972)
59			1,69	Par rapport à la résistance en tension ultime	Tchécoslovaquie-Voves (1972)
71				Par rapport à la limite élastique	Tchécoslovaquie-Voves (1972)
<57	<69	>1,2	>1,75	Par rapport à la résistance en tension ultime	Tchécoslovaquie-Standard Draft (1974)
60	80	1,33	1,67	Par rapport à la résistance en tension ultime	Canada-Golder Brawner (1973)
50	75	2	1,5	Par rapport à la résistance en tension ultime	U.S.A.-White (1973)
55-60		1,1	1,7-1,9	Par rapport à la résistance en tension ultime	Brésil-da Costa Numes (1971)
65		1,1	1,54	Par rapport à la résistance en tension ultime	Afrique du Sud-Parry Davies (1968)
<70		>1,2	>1,43	Par rapport à la résistance en tension ultime	Afrique du Sud-Johannesbourg (1968)
	75			Par rapport à la résistance en tension ultime	Australie-Koch (1972)
<60			>1,67	Par rapport à la résistance en tension ultime	Australie-Code CA35 (1973)
50	80	1,6	2	Par rapport à la résistance en tension ultime	Nouvelle Zélande-Irwin (1972)

TABLEAU 2.2 Contraintes admissibles et facteurs de sécurité recommandés pour les tirants d'ancrage (LITTLEJOHN et BRUCE (48))

Géométrie du cône inversé		Origine
Angle au sommet (degré)	Position du sommet	
60	Base de l'ancrage	Canada-Saliman et Schaefer (1968)
60	Base de l'ancrage	U.S.A. - Hilf (1973)
90	Base de l'ancrage	Angleterre-Banks (1955)
90	Base de l'ancrage	Angleterre-Parker (1958)
90	Base de l'ancrage	Tchécoslovaquie-Hobst (1965)
90	Base de l'ancrage	U.S.A.-Wolf et al. (1965)
90	Base de l'ancrage	Canada-Brown (1970)
90	Base de l'ancrage	Australie-Longworth (1971)
90	Base de l'ancrage	U.S.A.-Lang (1972)
90	Base de l'ancrage	U.S.A.-White (1973)
90	Base de l'ancrage où la charge est transmise par une plaque inférieure ou par des coins	Allemagne-Stocker (1973)
90	Milieu de la zone ancrée où la charge est transmise par adhérence	Allemagne-Stocker (1973)
90	Milieu de l'ancrage	Angleterre-Morris et Garret (1956)
90	Milieu de l'ancrage	Inde-Rao (1964)
90	Milieu de l'ancrage	U.S.A.-Eberhardt et Veltrop (1965)
90	Haut de la zone ancrée	Australie-Rawlings (1968)
90	Haut de la zone ancrée	Autriche-Roscher (1968)
90	Haut de la zone ancrée	Canada-Golder Brawner (1973)
*60-90	Milieu de la zone ancrée où la charge est transmise par adhérence	Angleterre-Littlejohn (1972)
*60-90	Base de l'ancrage où la charge est transmise par une plaque inférieure ou par des coins	
90	Haut de la zone ancrée ou	Angleterre-Standart CA35 (1973)
60	Base de l'ancrage	

\* 60 degrés, employé principalement pour les massifs rocheux tendres, très fissurés ou altérés

TABLEAU 2.3 Caractéristiques géométriques du cône employées en pratique (LITTLEJOHN et BRUCE (48))

---

 Contrainte de cisaillement

maximum admissible (MPa)	Type de la roche	Origine
0,024	Roche compétente	Saliman et Schaefer (1968)
0,050-0,100	Calcaire	Adams et al (1976)
0,008-0,024	Craie altérée	
0,05	Roche soumise à des essais	U.S. Bureau (1965)
0,025	Roche non soumise à essais	
0,024	Tous les types	
> 0,024	Doit être justifiée par des essais	Hilf (1973)

---

TABLEAU 2.4 Contrainte de cisaillement maximum admissible à utiliser dans le calcul de la capacité d'arrachement d'un ancrage en utilisant la théorie basée sur le cône de rupture (YAP et RODGER (85))

Calcul de $L_T$		
Type de roche	Un seul ancrage	Plusieurs ancrages
Roche saine et homogène	$\sqrt{\frac{F.P}{4,44.\tau}}$	$\frac{F.P}{2,83.\tau.S}$
Roche irrégulièrement fissurée	$\sqrt[3]{\frac{3.F.P}{\gamma.\pi.tg \phi}}$	$\sqrt{\frac{F.P}{\gamma.S.tg \phi}}$
Roche irrégulièrement fissurée et submergée	$\sqrt[3]{\frac{3.F.P}{(\gamma-\gamma_w).\pi.tg \phi}}$	$\sqrt{\frac{F.P}{(\gamma-\gamma_w).S.tg \phi}}$

$\tau$  = résistance au cisaillement de la roche ( $C_o/12$ ), (kPa)  
 $F$  = facteur de sécurité (2 à 3)  
 $S$  = espacement centre à centre des ancrages (m)  
 $\phi$  = angle de frottement interne sur le plan de rupture  
 $\gamma$  = poids volumique ( $kN/m^3$ )  
 $P$  = force d'arrachement (kN)  
 $L_T$  = longueur totale d'un ancrage (m)  
 $C_o$  = résistance en compression uniaxiale de la roche (kPa)

TABLEAU 2.5 Calcul de la profondeur nécessaire d'un ancrage pour éviter la rupture du massif rocheux (HOBST (35))

Type de roche	Adhérence		Facteur de sécurité	Origine
	admissible (MPa)	ultime (MPa)		
<u>Ignées</u>				
Basalte de dureté moyenne		5,73	3-4	Inde-Rao (1964)
Basalte	1,21-1,38	3,86	2,8-3,2	Angleterre-Wycliffe- Jones (1974)
Granite	1,38-1,55	4,83	3,1-3,5	Angleterre-Wycliffe- Jones (1974)
Serpentine	0,45-0,59	1,55	2,6-3,5	Angleterre-Wycliffe- Jones (1974)
Granite et Basalte		1,73-3,10	1,5-2,5	U.S.A.-P.C.I. (1974)
<u>Métamorphiques</u>				
Schiste de Manhattan	0,70	2,80	4,0	U.S.A.-White (1973)
Shale dur et stratifié		0,83-1,38	1,5-2,5	U.S.A.-P.C.I. (1974)
<u>Sédimentaires</u>				
Calcaire	1,00	2,83	2,8	Suisse-Losinger (1966)
Calcaire ter- tiaire	0,83-0,97	2,76	2,9-3,3	Angleterre-Wycliffe- Jones (1974)
Calcaire craeux	0,86-1,00	2,76	2,8-3,2	Angleterre-Wycliffe- Jones (1974)
Calcaire tendre		1,03-1,52	1,5-2,5	U.S.A.-P.C.I. (1974)
Calcaire do- lomitique		1,38-2,07	1,5-2,5	U.S.A.-P.C.I. (1974)
Grès dur à gros grains	2,45		1,75	Canada-Coates (1970)
Grès altéré		0,69-0,85	3,0	Nouvelle-Zélande- Irwin (1971)
Grès dur à grains fins	0,69-0,83	2,24	2,7-3,3	Angleterre-Wycliffe- Jones (1974)
<u>Général</u>				
Roches compétentes ( $C_0 > 20$ MPa)	$C_0/30$ avec 1,4 MPa max.	$C_0/10$ avec 4,2 MPa max.	3	Angleterre-Little- john (1972)
Béton		1,38-2,76	1,5-2,5	U.S.A.-P.C.I. (1974)

TABLEAU 2.6 Adhérences roche-coulis recommandées ou utilisées en pratique (LITTLEJOHN et BRUCE (48))

Longueurs de scellement (mètres)		
Minimum	Extrêmes	Origine
3,0		Suède - Nordin (1966)
3,0		Italie - Berardi (1967)
	4,0- 6,5	Canada - Hanna & Seaton (1967)
3,0	3,0-10,0	Angleterre - Littlejohn (1972)
	3,0-10,0	France - Fenoux et al (1972)
	3,0- 8,0	Italie - Conti (1972)
4,0 (roche très dure)		Afrique du sud - Code of Practice (1972)
6,0 (roche tendre)		Afrique du sud - Code of Practice (1972)
5,0		France - Bureau Securitas (1972)
5,0		USA - White (1973)
3,0	3,0- 6,0	Allemagne - Stocker (1973)
3,0		Italie - Mascardi (1973)
3,0		Angleterre - Universal Anchorage Co. Ltd. (1972)
3,0		Angleterre - Ground Anchors Ltd. (1974)
3,5 (craie)		Angleterre - Associated Tunnelling Co. Ltd. (1973)

TABLEAU 2.7 Longueurs de scellement pour les tiges injectées recommandées ou utilisées en pratique (LITTLEJOHN et BRUCE (48))

## DONNEES GEOMETRIQUES DES ESSAIS

Description de l'essai	Diamètre, D (mm)	Longueur, L (m)	L/D
Pieux de grand diamètre*	410-1220	0,6-12	1-29
Ancrages scellés dans la roche*	38-178	0,6-4,3	8-140
Pieux de faible diamètre*	85-305	0,13-1,60	1-7
Pieux de faible diamètre**	13-254	0,03-0,25	1-3

\* Essais en chantier

\*\* Essais en laboratoire

## TYPE DES ESSAIS

Description de l'essai	Mesure directe de la résistance de cisaillement		Détermination indirecte de la résistance au cisaillement
	Essai en traction	Essai en compression	
Pieux de grand diamètre*	8	20	13
Ancrages scellés dans la roche*	21	-	-
Pieux de faible diamètre*	1	26	-
Pieux de faible diamètre**	4	46	-

\* Essais en chantier

\*\* Essais en laboratoire

## RESULTATS DES ESSAIS

Type de roche	Nombre d'essais	Résistance en compression (MPa)	Résistance au cisaillement mobilisée (MPa)
Schiste argileux	50	0,35 à 110	0,12 à 3
Grès	8	7 à 24	0,52 à 6,5
Calcaire ou craie	17	1 à 7	0,12 à 2,8
Ignée	4	0,35 à 10,5	0,12 à 6,3
Métamorphique	8	-	0,47 à 1,9

TABEAU 2.8 Compilation des données et des résultats de plusieurs essais (HORVATH et KENNEY (39))

Résistance en compression uniaxiale, $f'_w$ (MPa)	Rapport de résistance, $R_S$ $R_S = \tau_{moy}/f'_w$
3,5	> 0,2
3,5 - 17	0,2 - 0,1
> 17	0,1 - 0,025

TABLEAU 2.9 Variations du rapport de résistance  $R_S$  en fonction de la résistance en compression uniaxiale la plus faible du béton ou de la roche,  $f'_w$ , (HORVATH et KENNEY (39))

Type de matériau	Roche	Coulis	Acier
Module de Young, E (MPa x $10^3$ )	10	21	196
Coefficient de Poisson, $\nu$	0,15	0,15	0,30
Densité (kN/m <sup>3</sup> )	25	24	72
Résistance en compression uniaxiale (MPa)	10	58	-
Limite d'écoulement de l'acier de la tige (MPa)	-	-	1653

TABLEAU 2.10 Caractéristiques mécaniques des constituants, utilisées dans l'analyse par éléments finis (YAP et RODGER (85))

Tige d'acier	Longueur de scellement (mètres)	Adhérence			Remarques	Origine
		admissible (MPa)	mobile (MPa)	ultime (MPa)		
Lisse		1,2-1,9			critère de conception	Angleterre-C.P. 110 (1972)
Déformée		1,7-2,6			critère de conception	Angleterre-C.P. 110 (1972)
Crénelé		7,0			critère de conception	Angleterre-Roberts (1970)
Lisse	courte			1,38	essais d'arrachement	Canada-Brown (1970)
Déformée	30 diamètres				critère de conception "roche dure"	Canada-Ontario Hydro (1972)
Déformée	>40 diamètres				critère de conception "roche tendre"	Canada-Ontario Hydro (1972)
20 mm de diamètre, tige lisse	2,5		0,56		essais d'arrachement	Italie-Berardi (1960)
20 mm de diamètre, crénelée avec un écrou à l'extrémité	2,2		1,1		essais d'arrachement	Italie-Beomonte (1961)
25 mm de diamètre, déformée	0,2			2,7	essais d'arrachement	Canada-Brown (1970)
25,4 mm diamètre, lisse	0,4			5,0		
	0,06			10,1	essais d'arrachement	Australie-Pender et al.
	0,12			5,5		
	0,18			4,4		
	0,36			4,9		
28 mm dia. lisse		0,76			critère de conception	Suisse-Comte (1971)
28,6 mm dia. lisse	0,91		2,27		essai d'arrachement	U.S.A.-Drossel (1970)
31,8 mm dia. à haute limite élastique	1,83	3,3			ancrage commercialisé	U.S.A.-Wosser et al (1970)
31,8 mm dia. fileté	1,2		5,74		essai d'arrachement	U.S.A. Drossel (1970)
35 mm dia. lisse	6,1		0,75		essai d'arrachement	Canada-Barron et al. (1971)
35 mm dia. lisse	6	1,06			ancrage commercialisé	U.S.A.-Feld et al. (1974)
44 mm dia. lisse	0,35			4,7	essai d'arrachement	Canada-Brown (1970)

TABLEAU 2.11 Adhérences tige-coulis recommandées ou utilisées en pratique (LITTLEJOHN et BRUCE (48))

Essai	Résistance en compression moyenne (Psi)	Contrainte de cisaillement (Psi)	Moyenne et écart de la contrainte de cisaillement (Psi)	Facteur de résistance (basé sur la racine carrée de la résistance en compression)
Barres déformées				
Présente étude	2300	550-850	700 ± 21%	14,6 ± 21%
1950 essais	3500	750-950	850 ± 12%	14,4 ± 12%
Barres lisses				
Présente étude	2300	100-200	150 ± 33%	3,1 ± 33%
1950 essais	3500	150-230	190 ± 21%	3,2 ± 21%

1 Psi = 6,9 kPa

TABLEAU 2.12 Relation entre la résistance en compression du coulis de scellement et la contrainte de cisaillement au niveau du contact tige-coulis (BROWN (18))

Adjuvant	Produit chimique	Dosage optimum (en pourcent du poids du ciment)	Remarques
Accélérateur	Chlorure de calcium	1-2%	Accélère la prise et le durcissement
Retardateur	Lignosulfonate de calcium	0,2-0,5%	Accroît aussi la fluidité
	Acide tartrique	0,1-0,5%	Peut affecter la résistance initiale
	Sucre	0,1-0,5%	Peut affecter la résistance initiale
Fluidifiant	Lignosulfonate de calcium	0,2-0,3%	
	Détergent	0,5%	Entraîne de l'air
Expansif	Poudre d'aluminium	0,005-0,02%	Jusqu'à 15% d'expansion
Anti-ressuage	Ether cellulosique	0,2-0,3%	Equivalent à 0,5% de l'eau de gâchage
	Sulphate d'aluminium	jusqu'à 20%	Entraîne de l'air

TABLEAU 2.13 Adjuvants couramment utilisés dans le coulis pour l'injection des ancrages (LITTLEJOHN et BRUCE (48))

Rapport eau/ciment, E/C (masse)			Remarques	Origine
Ciment portland ordinaire	Prise et durcissement rapide	Forte teneur en alumine		
0,4			Adjuvant anti-ressuage permis	Maddox et al (1967)
	0,45		Ancrages U.A.C.	Anon (1969)
	0,3		Ancrages dans la marne de Keuper	Cementation Co Ltd (1969)
0,4	0,4	0,4	Recommandation	Mullet (1970)
0,4-0,45	0,4-0,45		Produit fluidifiant permis	Buro (1970)
	0,46		Agent expansif requis	Barron & al (1971)
0,38-0,43			Recommandation	Conte (1971)
0,4	0,4	0,35	Recommandation	Littlejohn (1972)
< 0,45	< 0,45	< 0,45	Recommandation	C.P. 110 (1972)
0,35-0,4			Adjuvants permis	Bureau Securitas (1972)
< 0,45	< 0,45		Recommandation	Mascardi (1972)
0,4	0,4		Recommandation	Hydro-Ontario (1972)
< 0,5			Recommandation	Code Sud Africain (1972)
0,36-0,44			Recommandation	Stocker (1973)
0,38-0,44	0,38-0,44		Recommandation	Hilf (1973)
0,45	0,45		Recommandation	White (1973)
0,4-0,5			Agents expansifs ou retardateurs permis	Golder Brawher (1973)
	0,45		-	Littlejohn et Truman Davies (19794)
0,4-0,45	0,4-0,45	0,4-0,45	-	Ground Anchors Ltd. (1974)

TABLEAU 2.14 Valeurs du rapport eau/ciment (E/C), recommandées ou utilisées en pratique pour l'injection des ancrages (LITTLEJOHN et BRUCE (48))

	Module de Young, E (MPa x 10 <sup>3</sup> )	Résistance (MPa)
Acier de la tige	180	500 (traction)
Résine époxy (24 heures)	2,25	6 (traction) 85 (cisaillement) 160 (compression)
Béton	20	33 (compression)
Calcaire	3,6	13 (compression)
Craie	0,3	3,5 (compression)

TABLEAU 2.15 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés (FARMER (28))

Nombre d'années après la mise en tension*	Perte (kN)	Perte (pourcent)
3	408	4
6	449	4,4
9	459	4,5
18	561	5,5

\* La charge initiale est égale à 10200 kN

TABLEAU 2.16 Pertes de charge des ancrages du barrage Cheurfas (BRUCE (19))

Ancrage No	Charge initiale maximum (kN)	Perte rapide (kN) (A)	Phase 1 (semaines)	Charge finale perte enregistrée (kN) (semaines) (B)		A/B (pourcent)	Remarques
49	2337	39	(16)	45	(110)	87	N'ayant subi aucun reten- tionnement
50	2180	13	(3)	20*	(110)	65	
51	2172	102	(18)	114	(110)	89	N'ayant subi aucun reten- sionnement
219	2094	31	(8)	34*	(81)	91	11 torons efficaces sur 12
220	2085	85	(5)	89*	(87)	96	
221	2110	52	(16)	56*	(87)	93	
222	2348	7	(2)	9*	(87)	78	
274	2410	20	(4)	35	(110)	57	11 torons efficaces sur 12
275	2250	32	(16)	42	(110)	76	
276	2114	13	(1)	15	(110)	87	

\* Extrapolée

TABLEAU 2.17 Sommaire et analyse des pertes de charge (LITTLEJOHN et BRUCE (49))

Résistance en compression $C_o$ (MPa)	Résistance en traction $T_o$ (MPa)	Module d'élasticité E (GPa)	Coefficient de Poisson $\nu$	Angle de frottement interne $\phi$ (degré)	Cohésion c (MPa)	Angle de frottement résiduel $\phi_r$ (degré)
177,5 ± 20,3 (7)	14,7 ± 2,5 (5)	59,8 ± 5,8 (7)	0,25 ± 0,02 (7)	50	38,1	44 ± 2 (3)

( ): Nombre d'essais ou d'échantillons

TABLEAU 3.1 Résumé des caractéristiques mécaniques de la roche

Contrainte de limite élastique $\sigma_{el}$ (MPa)	Contrainte de limite de rupture $\sigma_r$ (MPa)	Déformation de limite élastique $\epsilon_{el}$ (pourcent)	Déformation à la rupture $\epsilon_r$ (pourcent)	Module d'élasticité E (GPa)	Coefficient de Poisson $\nu$
840 ± 10 (3)	1010 ± 10 (3)	4,1 ± 0,1 (3)	15 ± 0,5 (3)	200 ± 0,5 (3)	0,3*

( ) : Nombre d'éprouvettes utilisées

\* : Valeur assumée

TABLEAU 3.2 Résumé des caractéristiques mécaniques de l'acier de la tige d'ancrage

	C1*	C2*	C3*	C4*
Eau (E)	1	1	1	1
Ciment portland de Type 10 (C)	2,5	2,5	2,5	2,5
Fumée de silice (S <sub>i</sub> )	-	-	0,25	0,25
E/(C + S <sub>i</sub> )	-	-	0,4	0,4
Sable d'Ottawa	-	-	-	2,5
Poudre d'aluminium	-	1,25 x 10 <sup>-4</sup>	1,25 x 10 <sup>-4</sup>	1,25 x 10 <sup>-4</sup>
Superplastifiant	-	-	0,65 x 10 <sup>-2</sup>	0,65 x 10 <sup>-2</sup>

\*: Le dosage de chaque constituant est donné en fonction de la masse d'eau

TABLEAU 3.3 Identification des produits de scellement à base de ciment

Identification du scellement	Résistance en compression $C_o$ (MPa)	Résistance en traction $T_o$ (MPa)	Module d'élasticité E (GPa)	Coefficient de Poisson $\nu$	Angle de frottement interne $\phi$ (degré)	Cohésion c (MPa)	Angle de frottement résiduel $\phi_r$ (degré)
R	$110 \pm 5,1$ (6)	$13,5 \pm 2,2$ (6)	$11 \pm 1,1$ (6)	$0,17 \pm 0,02$ (2)	30	27,5	25
C1	$64,3 \pm 2,5$ (6)	$4,7 \pm 0,3$ (6)	$17,6 \pm 1,0$ (6)	$0,19 \pm 0,01$ (3)	31	17,9	30
C2	$49,5 \pm 3,2$ (10)	$3,2 \pm 0,2$ (6)	$11,5 \pm 2,2$ (10)	$0,18 \pm 0,01$ (3)	30	16,2	27
C3	$59,6 \pm 1,7$ (6)	$3,0 \pm 0,5$ (6)	$16,4 \pm 1,1$ (6)	0,20 (1)	-	-	27
C4	$66,3 \pm 2,7$ (6)	$5,1 \pm 0,5$ (6)	$17,9 \pm 1,2$ (6)	0,17 (1)	-	-	28

R : Résine époxy (Type 1530, Fasloc "T" de Dupont Canada)  
( ): Nombre d'échantillons

TABLEAU 3.4 Résumé des caractéristiques mécaniques des différents produits de scellement

Identification de l'ancrage	Profondeur du trou de forage LT (mm)	Longueur libre au cours de l'essai LL (mm)	Longueur ancrée LA (mm)	LA/d <sup>(1)</sup>	LA/D <sup>(2)</sup>
C2AI260	610	900	260	7,22	3,42
C2AI350	1250	1710	350	9,72	4,60
C2AI500	1420	1720	500	13,88	6,57
C2AI710	1710	1740	710	19,72	9,34
C2AI1060	1740	730	1060	29,44	13,94
C2AI1510	1610	560	1510	41,94	19,86
C2A70	300	740	70	1,94	0,92
C2A115	380	770	115	3,19	1,51
C2A180	1100	1420	180	5,00	2,36
C2A415	1095	1210	415	11,52	5,46
C2A465	1090	1150	465	12,91	6,12
C2A520	1160	1150	520	16,11	7,63
C2A660	1240	1100	660	18,33	8,68
C2A780	1250	1050	780	21,66	10,26

(1): d = diamètre de la tige d'ancrage (36 mm)

(2): D = diamètre du trou de forage (76,2 mm)

TABLEAU 3.5 Caractéristiques géométriques des ancrages scellés avec le coulis C2 et utilisés pour les essais d'arrachement

Identification de l'ancrage	Profondeur du trou de forage LT (mm)	Longueur libre au cours de l'essai LL (mm)	Longueur ancrée LA (mm)	LA/d <sup>(1)</sup>	LA/D <sup>(2)</sup>
C1A360	1090	1180	360	10	5,67
C1A385	1100	1165	385	10,69	6,06
C3A440	1160	1170	440	12,22	6,93
C3A470	1100	1080	470	13,05	7,40
C4A380	1190	1260	380	10,55	5,98
C4A400	1200	1250	400	11,11	6,30
C4A430	1210	1230	430	11,94	6,77
C4A440	1190	1200	440	12,22	6,93
C4A460	1220	1210	460	12,77	7,24
C4A470	1200	1180	470	13,05	7,40

(1): d = diamètre de la tige d'ancrage (36 mm)

(2): D = diamètre du trou de forage (76,2 mm)

TABEAU 3.6 Caractéristiques géométriques des ancrages scellés avec les coulis de ciment C1, C3 et C4 et utilisés pour les essais d'arrachement

Identification de l'ancrage	Profondeur du trou de forage LT (mm)	Longueur libre au cours de l'essai LL (mm)	Longueur ancrée LA (mm)	LA/d <sup>(1)</sup>	LA/D <sup>(2)</sup>
RA160	890	1180	150	4,16	2,36
RA180	1020	1290	180	5,0	2,83
RA200	1050	1300	200	5,55	3,15
RA240	780	990	240	6,66	3,78
RA320	1190	1320	320	8,88	5,04
RA350	1250	1350	350	9,72	5,51
RA400	950	1000	400	11,11	6,30
RA520	1420	1350	520	14,44	8,19
RA640	1170	1000	640	17,77	10,07
RA700	1760	1510	700	19,44	11,02
RA1050	1800	1200	1050	29,16	16,53

(1): d = diamètre de la tige d'ancrage (36 mm)

(2): D = diamètre du trou de forage (63,5 mm)

TABEAU 3.7 Caractéristiques géométriques des ancrages scellés avec la résine époxy et utilisés pour les essais d'arrachement

Identification de l'ancrage	Profondeur du trou de forage LT (mm)	Longueur libre au cours de l'essai LL (mm)	Longueur ancrée LA (mm)
C2FI250	770	980	250
C2FI1000	1670	1000	1000
C2F350	910	1000	350
C2F510	1400	1310	510
C2F480	2830	2750	480
C2F750	1670	1340	750
C2F780	3070	2720	780
C2F1070	2000	1320	1070
C2F1050	3400	2790	1050
C2F1530	2400	1300	1530
C2F1480	3920	2760	1480
C2F2000	2900	1320	2000
C2F1980	4340	2780	1980

TABLEAU 3.8 Caractéristiques géométriques des ancrages scellés avec le coulis de ciment C2 et utilisés pour les essais de fluage.

Identification de l'ancrage	Profondeur du trou de forage LT (mm)	Longueur libre au cours de l'essai LL (mm)	Longueur ancrée LA (mm)
RF160	790	1080	160
RF240	860	1070	240
RF310	970	1070	310
RF320	970	1070	320
RF400	1040	1090	400
RF640	1200	1010	640
RF710	1050	1000	710
RF1050	1050	1010	1050

TABLEAU 3.9 Caractéristiques géométriques des ancrages scellés avec la résine époxy et utilisés pour les essais de fluage

Identification de l'ancrage	Profondeur du trou de forage LT (mm)	Longueur ancrée LA (mm)	Longueur libre au blocage LL (mm)
C2R500	1400	500	1450
C2R520	2840	520	2870
C2R750	1680	750	1480
C2R780	3100	780	2870
C2R1100	2000	1100	1450
C2R1110	3440	1110	2880
C2R1550	2400	1550	1420
C2R1600	3950	1600	2920
C2R2000	2900	2000	1450
C2R2020	4350	2020	2880
RR640	3100	640	2910
RR960	3430	960	2920
RR1280	3890	1280	3060
RR1440	3880	1440	2900

TABLEAU 3.10 Caractéristiques géométriques des ancrages scellés avec le coulis C2 et la résine époxy utilisés pour les essais de relaxation

Identification de l'ancrage	Date de la 1ère mise en tension et blocage	Date de fin de la 1ère mise en tension et blocage	Date de la 2ème mise en tension et blocage	Date de fin de la 2ème mise en tension et blocage	Date de la 3ème mise en tension et blocage
C2R500	14-11-83 (191)	22-05-84 [189]	27-05-84 (494,8)	23-09-84 [119]	23-09-84 (673,3)
C2R520	14-11-83 (195,2)	22-05-84 [189]	27-05-84 (494,4)	23-09-84 [119]	23-09-84 (666,6)
C2R750	14-11-83 (200)	18-05-84 [185]	24-05-84 (462)	23-09-84 [119]	23-09-84 (804)
C2R780	14-11-83 (204,6)	21-05-84 [188]	25-05-84 (512,7)	22-09-84 [120]	22-09-84 (813)
C2R1100	15-11-83 (204)	21-05-84 [187]	24-05-84 (436,1)	22-09-84 [120]	22-09-84 (750)
C2R1110	15-11-83 (195)	21-05-84 [187]	25-05-84 (500)	16-09-84 [110]	16-09-84 (796,6)
C2R1550	15-11-83 (198)	21-05-84 [187]	26-05-84 (455,7)	21-09-84 [118]	21-09-84 (779)
C2R1600	15-11-83 (197)	21-05-84 [187]	25-05-84 (516,5)	16-09-84 [114]	16-09-84 (835)
C2R2000	17-11-83 (202)	22-05-84 [186]	26-05-84 (464,6)	21-09-84 [118]	21-09-84 (776,6)
C2R2020	17-11-83 (216)	22-05-84 [186]	27-05-84 (482,6)	14-09-84 [110]	14-09-84 (801,6)

( ): Charge initiale dans l'ancrage,  $P_i$  en kN (après la mise en tension et blocage)  
[ ]: Durée en jour, depuis la dernière mise en tension et blocage

TABEAU 3.11 Dates des mises en tension et blocage et les valeurs des charges initiales pour les ancrages scellés avec le coulis C2 et soumis aux essais de relaxation

Identification de l'ancrage	Date de la 1ère mise en tension et blocage	Date de fin de la 1ère mise en tension et blocage	Date de la 2ème mise en tension et blocage
RR640	1-09-83 (641,9)	5-06-84 [278]	5-06-84 (410,7)*
RR960	1-09-83 (717,1)	5-06-84 [278]	5-06-84 (816,7)
RR1280	1-09-83 (830)	5-06-84 [278]	5-06-84 (813,8)
RR1440	18-11-83 (693,3)	13-10-84 [330]	13-10-84 (795,6)

( ): Charge initiale dans l'ancrage,  $P_i$  en kN (après la mise en tension et blocage)

[ ]: Durée en jour, depuis la mise en tension et blocage

\* : Charge due au frottement du scellement sur la paroi rocheuse et/ou la tige car l'ancrage a rupturé à 884,5 kN lors de l'opération de blocage

TABLEAU 3.12 Dates des mises en tension et blocage et les valeurs des charges initiales pour les ancrages scellés avec la résine époxy et soumis aux essais de relaxation

Identification de l'ancrage	Charge de rupture	Mode de rupture	Contrainte moyenne de cisaillement mobilisée à la rupture au niveau du contact	
			tige-coulis $\tau_{t-c}$ (MPa)	roche-coulis $\tau_{r-c}$ (MPa)
C2AI260	410	t-c	14,6(3)	6,6
C2AI350	550	t-c	14,3(3)	6,3
C2AI500	760	t-c	13,8(3)	6,3
C2AI710	1030(1)	t	13,49	5,5
C2AI1060	>860(2)	p.a.	>7,31	>3,3
C2AI1510	>860(2)	p.a.	>5,16	>2,4
C2A70	115	t-c	15,0(3)	6,9
C2A115	185	t-c	14,6(3)	6,7
C2A180	285	t-c	14,4(3)	6,6
C2A415	685	t-c	15,1(3)	6,9
C2A465	775	t-c	15,2(3)	7,0
C2A520	805	t-c	14,1(3)	6,5
C2A660	>860(2)	p.a.	>11,4	>5,2
C2A780	>860(2)	p.a.	> 9,7	>5,1

(1): 1030 kN = charge de limite de rupture d'une tige

(2): 860 kN = charge de limite élastique d'une tige

(3): Valeur de  $\tau_{t-c}$  pour l'ancrage dont la rupture s'est produite au niveau du contact tige-coulis le long de toute la longueur ancrée =  $\tau_{t-c}$  ultime.

t-c = tige-coulis    r-c = roche-coulis    t = tige    p.a. = pas arraché

TABLEAU 4.1 Résumé des charges de rupture, des contraintes moyennes de cisaillement mobilisées à la rupture et des modes de rupture obtenus des essais d'arrachement sur les ancrages scellés avec le coulis de ciment C2

Identification de l'ancrage	Charge de rupture  $P_{rupt}$ (kN)	Mode de rupture	Contrainte moyenne de cisaillement mobilisée à la rupture au niveau du contact	
			tige-coulis $\tau_{t-c}$ (MPa)	roche-coulis $\tau_{r-c}$ (MPa)
C1A360	492	t-c	12,4 <sup>(1)</sup>	5,8
C1A385	541	t-c	12,8 <sup>(1)</sup>	6,0
C3A440	780	t-c	16,1 <sup>(1)</sup>	7,6
C3A470	800	t-c	15,5 <sup>(1)</sup>	7,3
C4A380	795	t-c	19,0 <sup>(1)</sup>	8,9
C4A400	870	t-c	19,8 <sup>(1)</sup>	9,3
C4A430	891	t-c	18,8 <sup>(1)</sup>	8,9
C4A440	910	t-c	18,8 <sup>(1)</sup>	8,9
C4A460	940	t-c	18,6 <sup>(1)</sup>	8,8
C4A470	1000	t-c	19,30 <sup>(1)</sup>	9,1

t-c = tige-coulis  
r-c = roche-coulis  
(1):  $\tau_{t-c}$  ultime

TABLEAU 4.2 Résumé des charges de rupture, des contraintes moyennes de cisaillement mobilisées à la rupture et des modes de rupture obtenus des essais d'arrachement sur les ancrages scellés avec les coulis de ciment C1, C3 et C4

Identification de l'ancrage	Charge de rupture  $P_{rupt}$ (kN)	Mode de rupture	Contrainte moyenne de cisaillement mobilisée à la rupture au niveau du contact	
			tige-coulis $\tau_{t-c}$ (MPa)	roche-coulis $\tau_{r-c}$ (MPa)
RA160	215	t-c	13,0(1)	6,1
RA180	280	t-c	14,1(1)	6,6
RA200	300	t-c	13,6(1)	6,4
RA240	328	t-c	9,1(1)	4,3
RA320	470	t-c	13,4(1)	6,0
RA350	500	t-c	13,0(1)	6,1
RA400	595	t-c	13,5(1)	6,3
RA520	750	t-c	13,1(1)	6,1
RA640	>860	p.a.	>12,2	>5,7
RA700	>860	p.a.	>11,1	>5,2
RA1050	>860	p.a.	> 7,4	>3,46

t-c: tige-résine  
r-c: roche-coulis  
p.a.: pas arraché  
(1):  $\tau_{t-c}$  ultime

TABLEAU 4.3 Résumé des charges de rupture, des contraintes moyennes de cisaillement mobilisées à la rupture et des modes de rupture, obtenus des essais d'arrachement sur les ancrages scellés avec la résine époxy

Arrachement d'ancrages		
Identification du scellement	Contrainte de cisaillement moyenne à la rupture $\tau_{t-c}$ ultime (MPa)	$\tau_{t-c}$ ultime/ $C_o$ (Pourcent)
R	$12,9 \pm 1,4$ [8]	12
C1	$12,6 \pm 0,2$ [2]	20
C2	$14,5 \pm 0,4$ [9]	29
C3	$15,8 \pm 0,3$ [2]	27
C4	$19,0 \pm 0,4$ [6]	29

[ ]: nombre d'essais d'arrachement avec rupture de l'ancrage au niveau du contact tige-coulis

TABLEAU 4.4 Résumé de la moyenne des valeurs de  $\tau_{t-c}$  ultime et des valeurs du rapport  $\tau_{t-c}$  ultime/ $C_o$  pour les différents produits de scellement utilisés

Identification de l'ancrage	Etape de chargement							
	1	2	3	4	5	6	7	8
	Charge (kN)							
C2AI260	42 (10,2)	83 (20,2)	125 (30,5)	166 (40,5)	260 (63,4)	312 (76,1)	-	-
C2AI350	55 (10)	112 (20,3)	166 (30,2)	221 (40,2)	277 (50,3)	388 (61,4)	393 (71,4)	448 (81,4)
C2AI500	92 (12,1)	183 (24)	273 (35,2)	362 (47,6)	443 (58,3)	511 (67,2)	620 (81,5)	-
C2AI710	138 (13,8)	252 (25,2)	391 (39,1)	559 (55,9)	703 (70,3)	821 82,1	-	-
C2AI1060	104 (10,4)	210 (21)	315 (31,5)	420 (42)	577 (57,7)	734 (73,4)	819 (81,9)	-
C2AI1510	55 (5,5)	220 (22)	330 (33)	440 (44)	550 (55)	660 (66)	810 (81)	-

( ): Valeur de la charge exprimée en pourcent de la charge de rupture

TABLEAU 4.5 Valeurs des charges aux différentes étapes de chargement pour les essais d'arrachement sur les ancrages instrumentés.

Identification de l'ancrage	Charge critique de fluage $P_{crit}$ (kN)	Contrainte moyenne de cisaillement mobilisée au seuil de fluage au niveau du contact		$\Delta\lambda_c^{(1)}$ (mm)	Charge de rupture obtenue de l'essai de fluage $P_{rupt}$ (kN)
		tige-coulis $\tau_{t-c}$ (MPa)	roche-coulis $\tau_{r-c}$ (MPa)		
C2FI250	290	10,5	4,8	2,34	350
C2FI1000	790	7,2	3,3	4,14	>860
C2F350	400	10,4	4,8	3,01	490
C2F510	605	10,8	4,9	4,66	735
C2F480	545	10,3	4,7	8,00	670
C2F750	780	9,4	4,3	6,47	>860
C2F780	785	9,1	4,1	11,72	>860
C2F1070	795	6,8	3,0	6,32	>860
C2F1050	800	6,9	3,1	11,34	>860
C2F1530	800	4,7	2,1	6,89	>860
C2F1480	800	4,9	2,1	12,11	>860
C2F2000	800	3,6	1,6	6,28	>860
C2F1980	800	3,6	1,6	12,14	>860

(1):  $\Delta\lambda_c$  = Déplacement total après une heure de fluage pour une charge équivalente au seuil de fluage

TABLEAU 4.6 Résumé des charges critiques de fluage et des contraintes moyennes de cisaillement mobilisées au seuil de fluage, obtenues des essais de fluage sur les ancrages scellés avec le coulis C2

Identification de l'ancrage	Charge critique de fluage $P_{crit}$ (kN)	Contrainte moyenne de cisaillement mobilisée au seuil de fluage au niveau du contact		$\Delta\lambda_c^{(1)}$ (mm)	Charge de rupture obtenue de l'essai de fluage $P_{rupt}$ (kN)
		tige-coulis $\tau_{t-c}$ (MPa)	roche-coulis $\tau_{r-c}$ (MPa)		
RF160	120	6,8	3,1	1,61	144
RF240	220	8,3	3,8	3,00	275
RF310	300	8,8	4,0	1,5	440
RF320	350	9,9	4,5	3,31	450
RF400	440	10,0	4,6	6,3	520
RF640	603	8,5	4,3	6,0	850
RF710	680	8,7	4,0	6,84	940
RF1050	800	6,87	3,11	6,63	>860

(1):  $\Delta\lambda_c$  = Déplacement total après une heure de fluage pour une charge équivalente au seuil de fluage

TABEAU 4.7 Résumé des charges critiques de fluage et des contraintes moyennes de cisaillement mobilisées au seuil de fluage, obtenues des essais de fluage sur les ancrages scellés avec la résine époxy

Identification de l'ancrage	Première mise en tension et blocage					Deuxième mise en tension et blocage			
	Longueur libre	Charge au blocage (avec pression dans le vérin)	Charge au blocage ou charge initiale (pression dans le vérin enlevée)	Perte de charge au blocage		$P_{(a.p.v.)}$	$P_i$	Perte de charge au blocage	
	LL (mm)	$P_{(a.p.v.)}$ (kN)	$P_i$ (kN)	(kN)	(Pourcent)	(kN)	(kN)	(kN)	(Pourcent)
C2R500	1450	565,4	494,8	70,2	12,5	755,5	673,3	82,2	10,9
C2R520	2870	526,5	494,4	32,2	6,1	688,6	666,6	22	3,2
C2R750	1480	532,2	462	70,2	13,2	899,3	804	95,3	10,6
C2R780	2870	548,7	512,7	36	6,5	869,5	813	56,5	6,5
C2R1100	1450	509,5	436,1	73,4	14,4	853,2	750	103,2	12,1
C2R1110	2880	534	500	34	6,4	847,4	796,6	50,8	6,0
C2R1550	1420	524,4	455,7	68,7	13,1	880,2	779	101,2	11,5
C2R1600	2920	550,6	516,5	34,1	6,2	888,3	835	53,3	6,0
C2R2000	1450	540,2	464,6	75,6	14,0	869,6	776,6	93	10,7
C2R2020	2880	515	482,6	32,4	6,3	855,5	801,6	53,9	6,3

TABLEAU 4.8 Pertes de charges au blocage obtenues sur les ancrages injectés avec le coulis de ciment C2

Identification de l'ancrage	Première mise en tension et blocage					Deuxième mise en tension et blocage			
	Longueur libre LL (mm)	Charge au blocage (avec pression dans le vérin) P(a.p.v.) (kN)	Charge au blocage ou charge initiale (pression dans le vérin enlevée) P <sub>i</sub> (kN)	Perte de charge au blocage (kN) (Pourcent)		P(a.p.v.) (kN)	P <sub>i</sub> (kN)	Perte de charge au blocage (kN) (Pourcent)	
RR640	2910	684,3	641,9	42,4	6,2	884,5*	410,7**	-	-
RR960	2920	752,5	717,1	35,4	4,7	872,7	816,7	56	6,4
RR1280	3060	885,4	830	55,4	6,3	904	813,8	90,2	10,0
RR1440	2900	741,5	693,3	48	6,5	848	795,6	52,4	6,1

\* L'ancrage a rupturé à cette charge (884,5 kN)

\*\* Charge maintenue dans l'ancrage due au frottement du scellement sur la paroi rocheuse et/ou la tige

TABLEAU 4.9 Pertes de charge au blocage obtenues sur les ancrages injectés avec de la résine époxy

Identification de l'ancrage	Charge initiale $P_i$ (kN)	Charge résiduelle $P_{rés.}$ (kN)	Perte de charge		Durée (Jour)
			(kN)	(Pourcent)	
C2R500	191 (25)	177	14	7,3	189
C2R520	195,2 (26)	182	13,2	6,7	189
C2R750	200 (20)	185	15	7,5	185
C2R780	204,6 (20)	191	13,6	6,6	188
C2R1100	204 (20)	189	15	7,3	187
C2R1110	195 (19)	183	12	6,1	187
C2R1550	198 (20)	188	10	5,0	187
C2R1600	197 (20)	186	11	5,6	187
C2R2000	202 (20)	192	10	4,9	186
C2R2020	216 (22)	202	14	6,5	186

( ): En pourcent de la charge de rupture

TABLEAU 4.10 Résultats des charges résiduelles et des pertes de charge obtenues pour la première mise en tension et blocage des ancrages injectés avec le coulis C2

Identification de l'ancrage	Perte de charge rapide (phase I)		Perte de charge finale relevée		A/B (Pourcent)
	A (kN)	[Jour]	B (kN)	[Jour]	
C2R500	20,2	[21]	25,9	119	78
C2R520	18,9	[5]	26,6	119	71
C2R750	18,8	[25]	24,7	119	76
C2R780	28,9	[27]	34,8	120	83
C2R1100	22,6	[23]	30,6	120	74
C2R1100	23,9	[27]	32,8	110	73
C2R1550	16,1	[5]	23,4	118	69
C2R1600	19,5	[6]	30,5	114	64
C2R2000	22,9	[22]	28,5	118	81
C2R2020	14,2	[25]	22,2	110	64

TABLEAU 4.11 Résumé des pertes de charge rapides (phase I) et des pertes de charge finales relevées lors de la deuxième mise en tension et blocage des ancrages injectés avec le coulis C2

Identification de l'ancrage	Pertes de charge finales déduites de l'essai de mesure de la charge résiduelle A (kN)	Pertes de charge finales relevées sur les cellules de charge B (kN)	B/A
C2R500	30,8	25,9	0,84
C2R520	32,4	26,6	0,82
C2R750	22,0	24,7	1,12
C2R780	32,7	34,8	1,06
C2R1100	33,1	30,6	0,92
C2R1110	27,5	32,8	1,19
C2R1550	20,7	23,4	1,13
C2R1600	27,5	30,5	1,10
C2R2000	31,6	28,3	0,89
C2R2020	29,6	22,2	0,75

TABLEAU 4.12 Comparaison entre les pertes de charge finales déduites de l'essai de mesure de la charge résiduelle et les pertes de charge finales relevées sur les cellules de charge lors de la deuxième mise en tension et blocage des ancres injectés avec le coulis C2

Identification de l'ancrage	Charge initiale $P_i$ (kN)	Perte de charge finale relevée (kN) (Pourcent)		Durée (Jour)
C2R500	494,8 (65)	25,9	5,2	119
C2R520	494,4 (65)	26,6	5,4	119
C2R750	462 (46)	24,7	5,3	119
C2R780	512,7 (51)	34,8	6,8	120
C2R1100	436,1 (44)	30,6	7,0	120
C2R1110	500 (50)	32,8	6,6	110
C2R1550	455,7 (46)	23,4	5,1	118
C2R1600	516,5 (52)	30,5	5,9	114
C2R2000	464,6 (46)	28,3	6,1	118
C2R2020	482,6 (48)	22,2	4,6	110

( ): En pourcent de la charge de rupture

TABLEAU 4.13 Résumé des pertes de charge finales relevées lors de la deuxième mise en tension et blocage des ancrages injectés avec le coulis C2

Identification de l'ancrage	Perte de charge rapide (phase I)		Perte de charge finale relevée		A/B (Pourcent)
	A (kN)	[Jour]	B (kN)	[Jour]	
C2R500	169,2	[250]	180	[465]	94
C2R520	22,5	[4]	44,9	[455]	50
C2R750	34,2	[20]	64,5	[455]	53
C2R780	29,9	[21]	66,4	[456]	45
C2R1100	25,2	[7]	46,7	[456]	54
C2R1110	26,6	[7]	56,7	[462]	47
C2R1550	31,2	[13]	66,3	[457]	47
C2R1600	31,5	[12]	70,1	[462]	45
C2R2000	30,3	[13]	51,3	[457]	59
C2R2020	21,5	[12]	42,1	[462]	51

TABLEAU 4.14 Résumé des pertes de charge rapides (phase I) et des pertes de charge finales relevées lors de la troisième mise en tension et blocage des ancrages injectés avec le coulis C2

Identification de l'ancrage	Charge initiale $P_i$ (kN)	Perte de charge finale (kN)	relevée (Pourcent)	Durée (Jour)
C2R500	673,3 (88)	180	26,7	465
C2R520	666,6 (88)	44,9	6,7	455
C2R750*	804 (80)	64,5	8,0	455
C2R780*	813 (81)	66,4	8,1	456
C2R1100*	750 (75)	46,7	6,2	456
C2R1110*	796,6 (80)	56,7	7,1	462
C2R1550*	779 (78)	66,3	8,5	457
C2R1600*	835 (83)	70,1	8,4	462
C2R2000*	776,6 (78)	51,3	6,6	457
C2R2020*	801,6 (80)	42,1	5,2	462

( ): En pourcent de la charge de rupture

\* Charge de rupture égale à la charge de rupture de la tige

TABLEAU 4.15 Résumé des pertes de charge finales relevées lors de la troisième mise en tension et blocage des ancrages injectés avec le coulis C2

Phase de mise en tension et blocage	Charges initiales $P_i$ (kN)	Perte de charge moyenne	
		(kN)	(Pourcent)
1 [189]	196 à 211 $P_i$ moy = 200,2	12,8	6,4
2 [120]	436,1 à 516,5 $P_i$ moy = 481,9 (140)	28,0 (119)	5,8 (-9,3)
3 [465]	750 à 835 $P_i$ moy = 794,5 (65)	58,0 (107)	7,2 (24)

[ ]: Durée Moyenne d'observation ou de tensionnement

( ): Augmentation en pourcent par rapport à la phase de mise en tension et blocage précédente

TABLEAU 4.16 Résumé des pertes de charge moyennes relevées lors des trois phases de mise en tension et blocage des ancrages injectés avec le coulis de ciment C2

Identification de l'ancrage	Charge initiale $P_i$ (kN)	Charge résiduelle $P_{rés.}$ (kN)	Perte de charge		Durée (Jour)
			(kN)	(Pourcent)	
RR640	641,9	538,9	103	16,0	278
RR960	717,1	670	47	6,5	278
RR1280	830	767	63	7,6	278
RR1440	693,3	602	91,3	13,2	330

TABLEAU 4.17 Résultats des charges résiduelles et des pertes de charge obtenues pour la première mise en tension et blocage des ancrages injectés avec de la résine

Dynamomètre	Charge résiduelle	Perte de charge	
	kN	kN	%
D 1 - 092	735	-35	-4,5
D 2 - 089	745	-167	-18,3
D 3 - 091	696	-49	-6,6
D 4 - 088	686	-30	-4,0
D 5 - 090	716	-39	-5,2
D 6 - 085	760	+29	+4,0
D 7 - 086	750	-128	-14,6
D 9 - 096	730	-136	-15,7
D10 - 083	716	-5	-0,7
D11 - 094	755	-44	-5,5
D12 - 084	755	-39	-4,9
Moyenne	731	-58	-6,9

TABLEAU 4.18 Résumé des charges résiduelles et des pertes de charge relevées sur des ancrages injectés avec de la résine et installés dans le barrage Manic 5-PA (Service Géologie et Géotechnique de l'Hydro-Québec)

Identification de l'ancrage	Charge	Perte de		Perte de		A/B (Pourcent)
	initiale $P_i$ (kN)	charge rapide (phase I) A (kN)	[Jour]	charge finale relevée B(kN)	[Jour]	
RR960	816,7	25,1	[72]	29,1	[565]	86
RR1280	813,8	30,1	[34]	50,2	[565]	80
RR1440	795,6	35,0	[29]	64,5	[434]	54

TABLEAU 4.19 Résumé des pertes de charge rapides (phase I) et des pertes de charge finales relevées lors de la deuxième mise en tension et blocage des ancrages injectés avec de la résine

Identification de l'ancrage	Charge initiale $P_i$ (kN)	Perte de charge finale relevée		Durée (Jour)
		(kN)	(Pourcent)	
RR960	816,7 (82)	29,1	3,5	565
RR1280	813,8 (81)	50,2	6,1	565
RR1440	795,6 (80)	64,5	8,1	434

( ): En pourcent de la charge de rupture

TABLEAU 4.20 Résumé des pertes de charge finales relevées lors de la deuxième mise en tension et blocage des ancrages injectés avec de la résine

	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson	Angle de frottement (degré)	Cohésion (MPa)
Tige d'acier	200 000	0,3	0	505
Roche	59 800	0,25	50	38,1
Coulis C1	17 600	0,19	31	12,6
Coulis C2	11 500	0,18	30	14,5
Coulis C3	16 400	0,20	27	15,8
Coulis C4	17 900	0,17	28	19,0
Résine	11 000	0,17	30	12,9

TABLEAU 6.1 Sommaire des valeurs des paramètres mécaniques introduites dans le programme Arrachement

RÉSULTATS THÉORIQUES			RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX		
Longueur ancrée LA (mm)	Charge de rupture $P_{rupt}$ (kN)	Mode de rupture	Charge de rupture $P_{rupt}$ (kN)	Mode de rupture	
115	180	t-c	185	t-c	
260	420	t-c	410	t-c	
350	560	t-c	550	t-c	
415	660	t-c	685	t-c	
500	800	t-c	760	t-c	
630	1030	t-c	-	-	
660	1030	t	>860	p.a.	
710	1030	t	1030	t	
780	1030	t	>860	p.a.	
1060	1030	t	>860	p.a.	
1510	1030	t	>860	p.a.	

t-c : tige-coulis  
t : tige  
p.a.: pas arraché

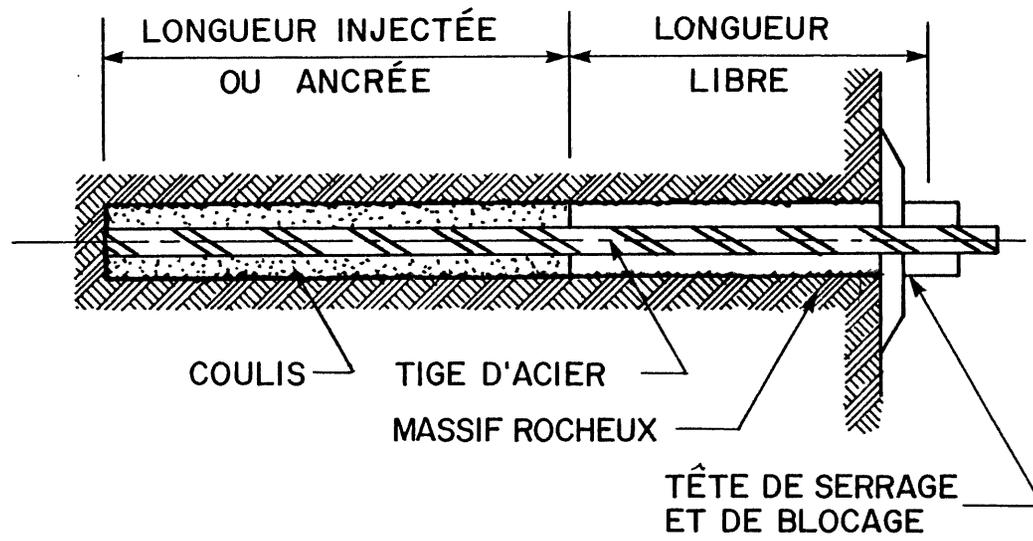
TABLEAU 6.2 Résultats théoriques versus résultats expérimentaux pour l'arrachement des ancrages injectés avec le coulis C2

Type de scellement	Longueur ancrée LA (mm)	RÉSULTATS THÉORIQUES		RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX	
		Charge de rupture $P_{rupt}$ (kN)	Mode de rupture	Charge de rupture $P_{rupt}$ (kN)	Mode de rupture
R	160	240	t-c	215	t-c
R	180	260	t-c	280	t-c
R	200	300	t-c	300	t-c
R	240	340	t-c	328	t-c
R	320	460	t-c	470	t-c
R	350	500	t-c	500	t-c
R	400	580	t-c	595	t-c
R	520	740	t-c	750	t-c
R	640	960	t-c	>860	p.a.
R	700	1030	t-c	>860	p.a.
R	1050	1030	t	>860	p.a.
C1	360	500	t-c	492	t-c
C1	385	520	t-c	541	t-c
C3	440	780	t-c	780	t-c
C3	470	820	t-c	800	t-c
C4	380	780	t-c	795	t-c
C4	400	820	t-c	870	t-c
C4	430	900	t-c	891	t-c
C4	440	920	t-c	910	t-c
C4	460	980	t-c	940	t-c
C4	470	1000	t-c	1000	t-c

t-c : tige-coulis  
t : tige  
p.a. : pas arraché

TABLEAU 6.3 Résultats théoriques versus résultats expérimentaux pour l'arrachement des ancrages injectés avec les produits de scellement R, C1, C3 et C4

FIGURE 1.1 Schéma d'un ancrage actif injecté



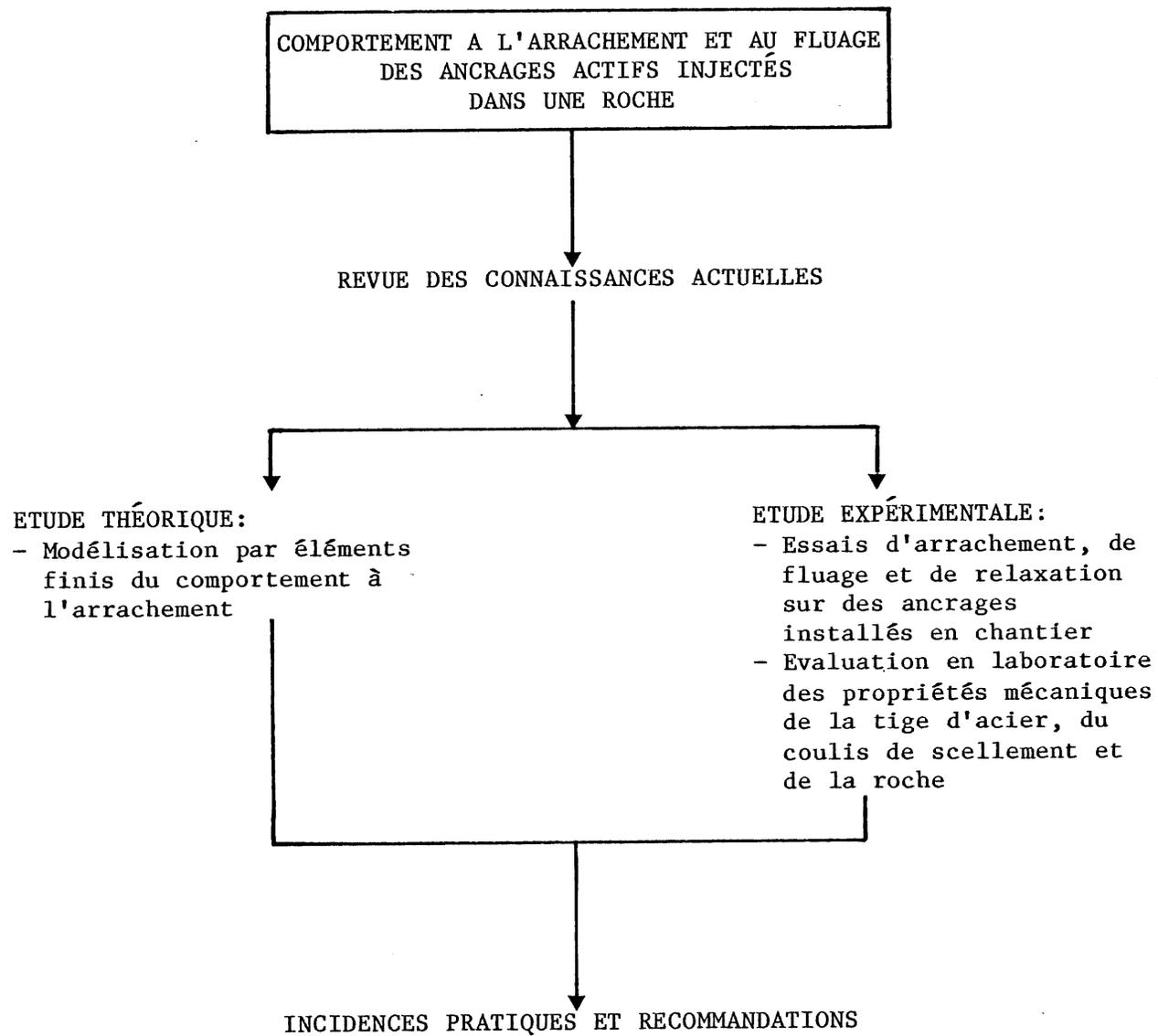
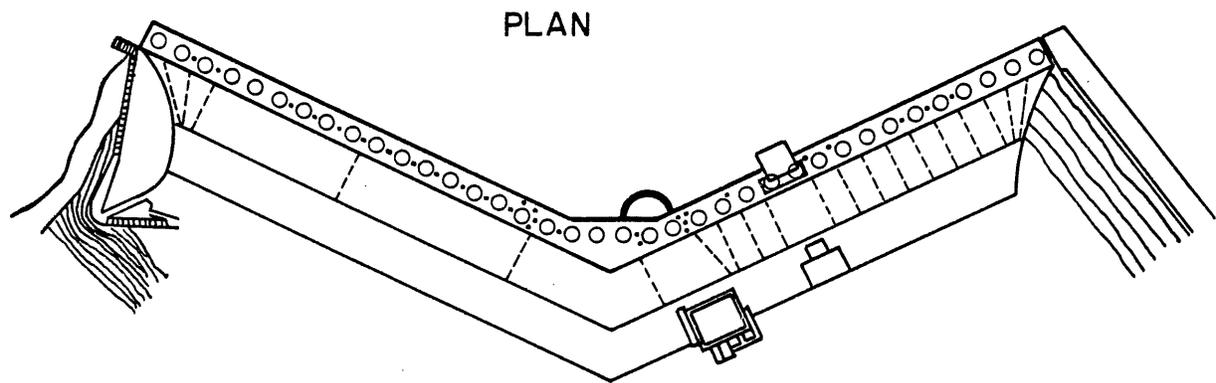


Fig. 1.2 Séquence des approches de l'étude



○ TIRANT DE 1000t.  
(1934)

• TIRANT DE 200t.  
(1967)

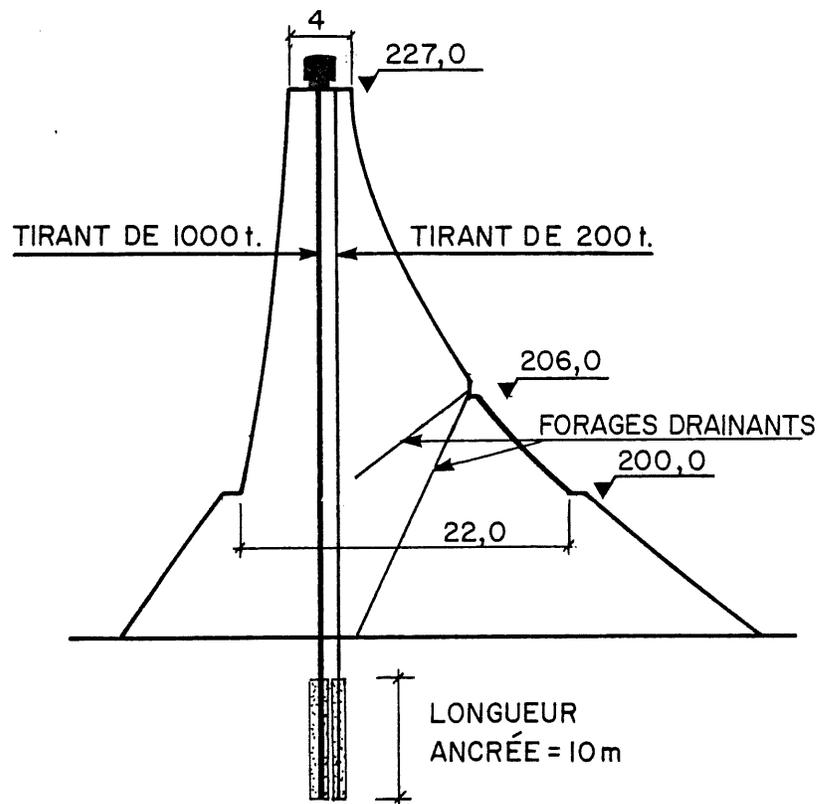


FIGURE 2.1 Vue des ancrages actifs utilisés pour renforcer le barrage des Cheurfas en Algérie (KHAOUA et Al. (42))

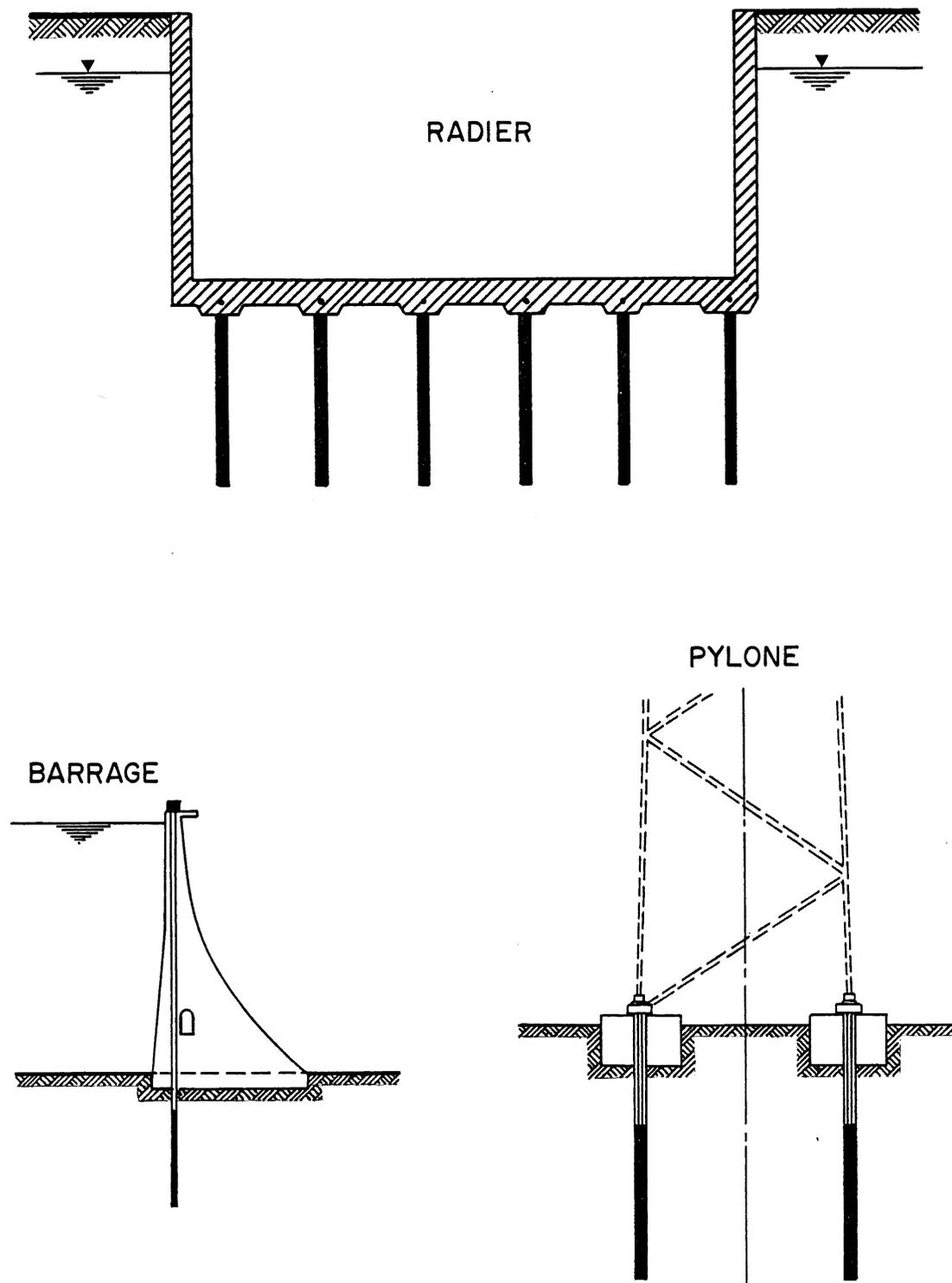


FIGURE 2.2 Exemples d'utilisation des ancrages (suite)

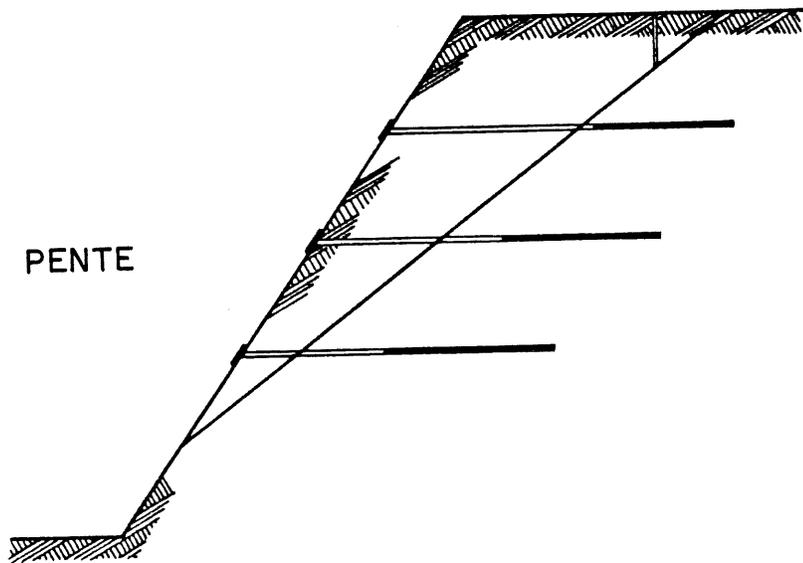
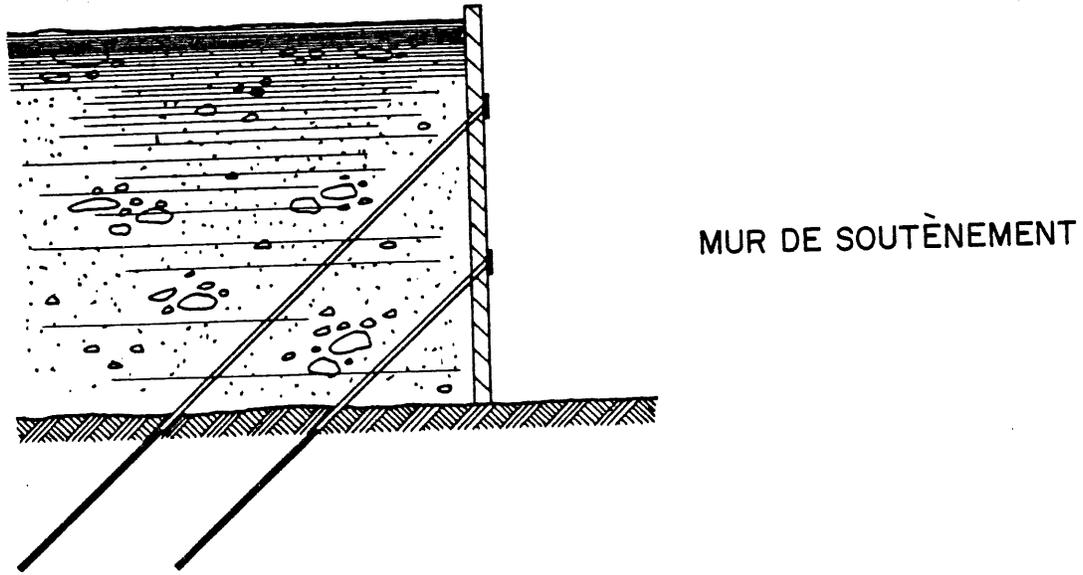


FIGURE 2.3 Exemples d'utilisation des ancrages (suite)

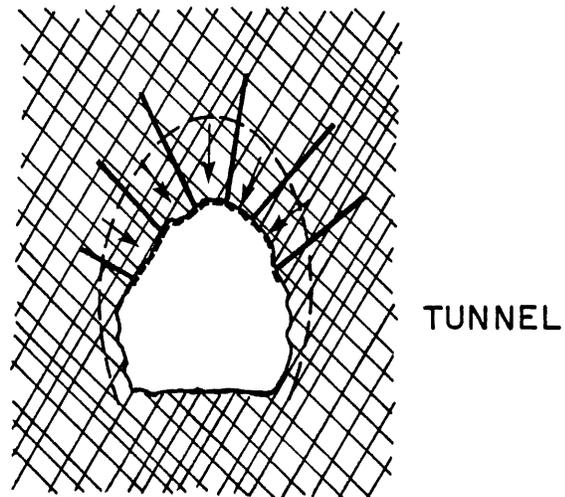
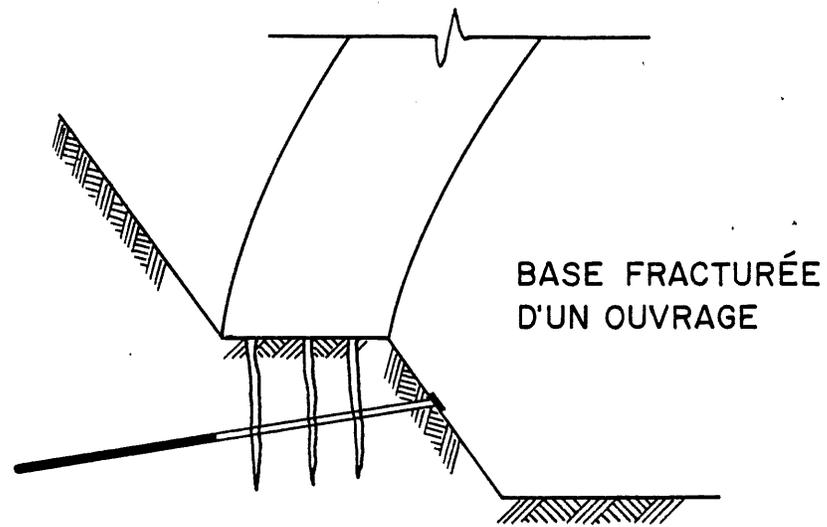
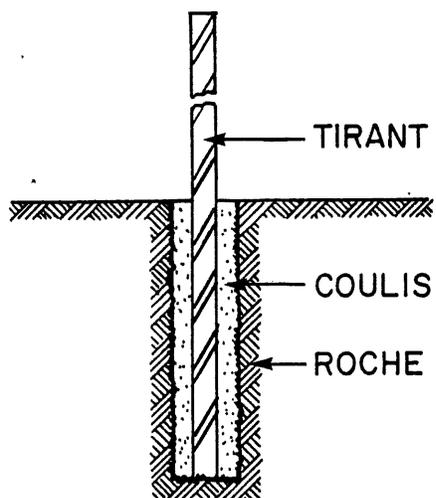
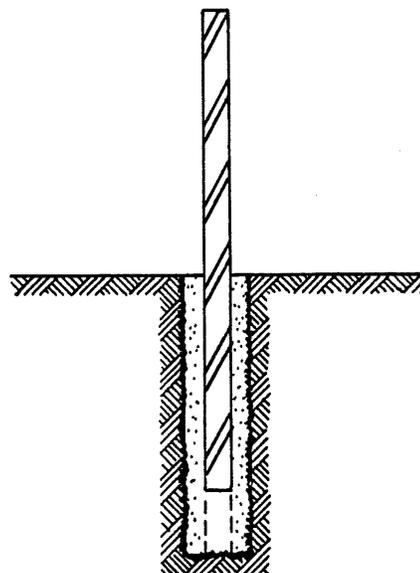


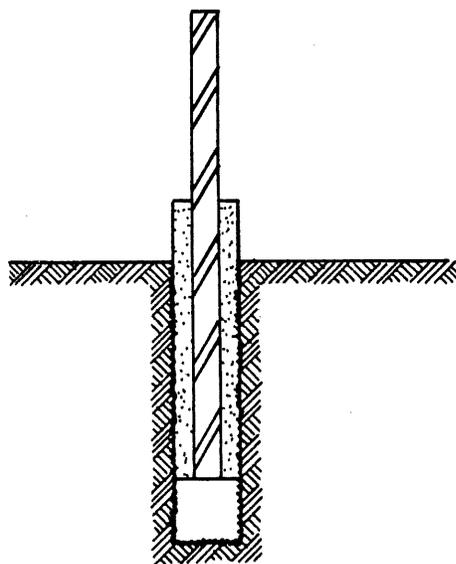
FIGURE 2.4 Exemples d'utilisation des ancrages



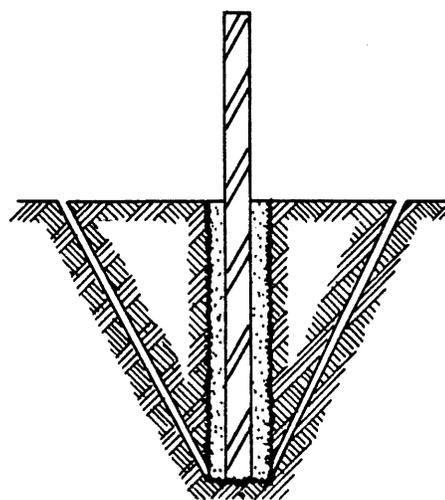
RUPTURE DU TIRANT



RUPTURE AU NIVEAU DU CONTACT TIRANT-COULIS



RUPTURE AU NIVEAU DU CONTACT COULIS-ROCHE



RUPTURE DU MASSIF ROCHEUX

FIGURE 2.5 Illustration des quatre modes de rupture d'un ancrage injecté

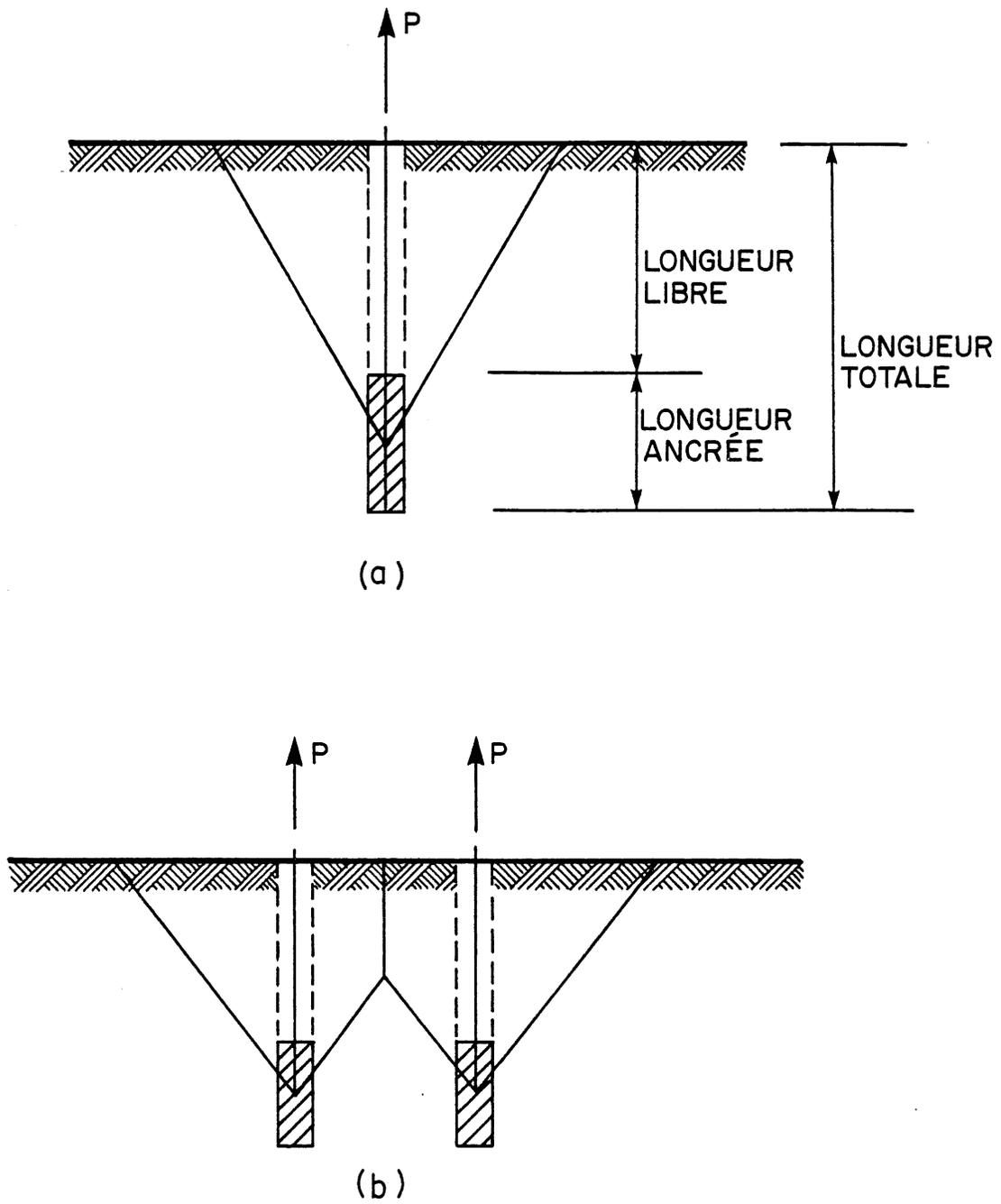


FIGURE 2.6 Rupture du massif rocheux

- (a) un seul ancrage
- (b) plusieurs ancragés

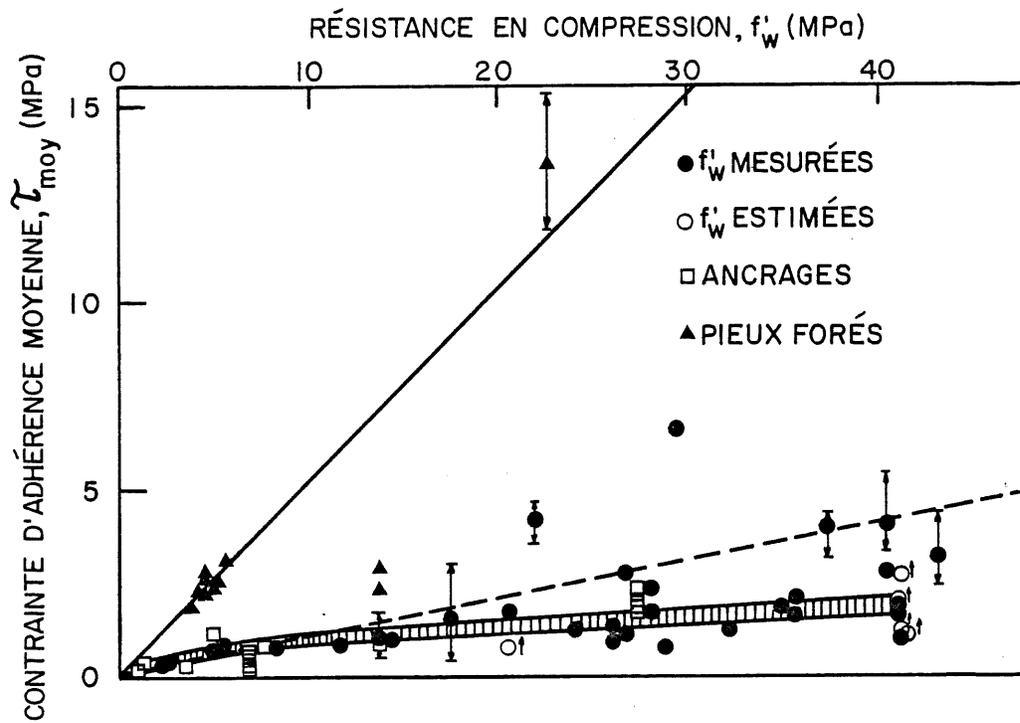


FIGURE 2.7 Variations de  $\tau_{\text{moy}}$  en fonction de  $f'_w$   
(HORVATH et KENNEY (39))

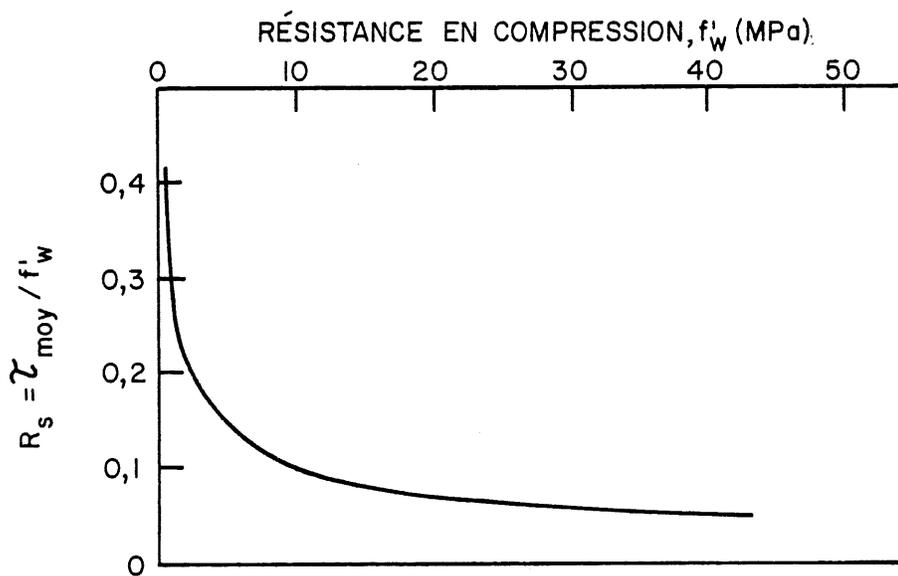


FIGURE 2.8 Variations de  $R_s$  en fonction de  $f'_w$  (HORVATH et  
KENNEY (39))

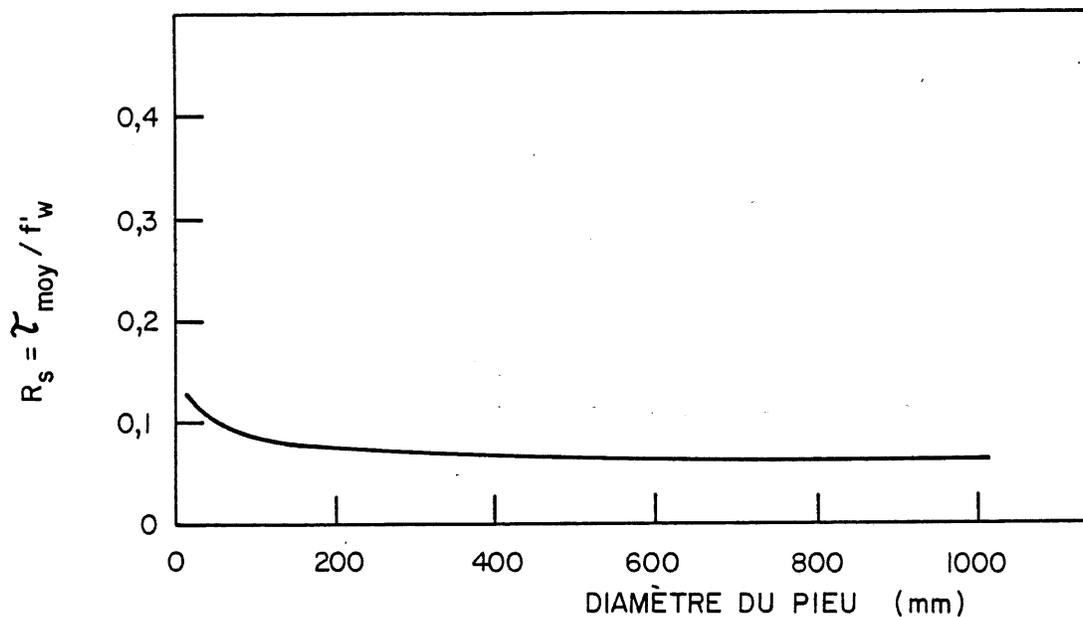


FIGURE 2.9 Variations de  $R_s$  en fonction du diamètre du pieu (HORVATH et KENNEY (39))

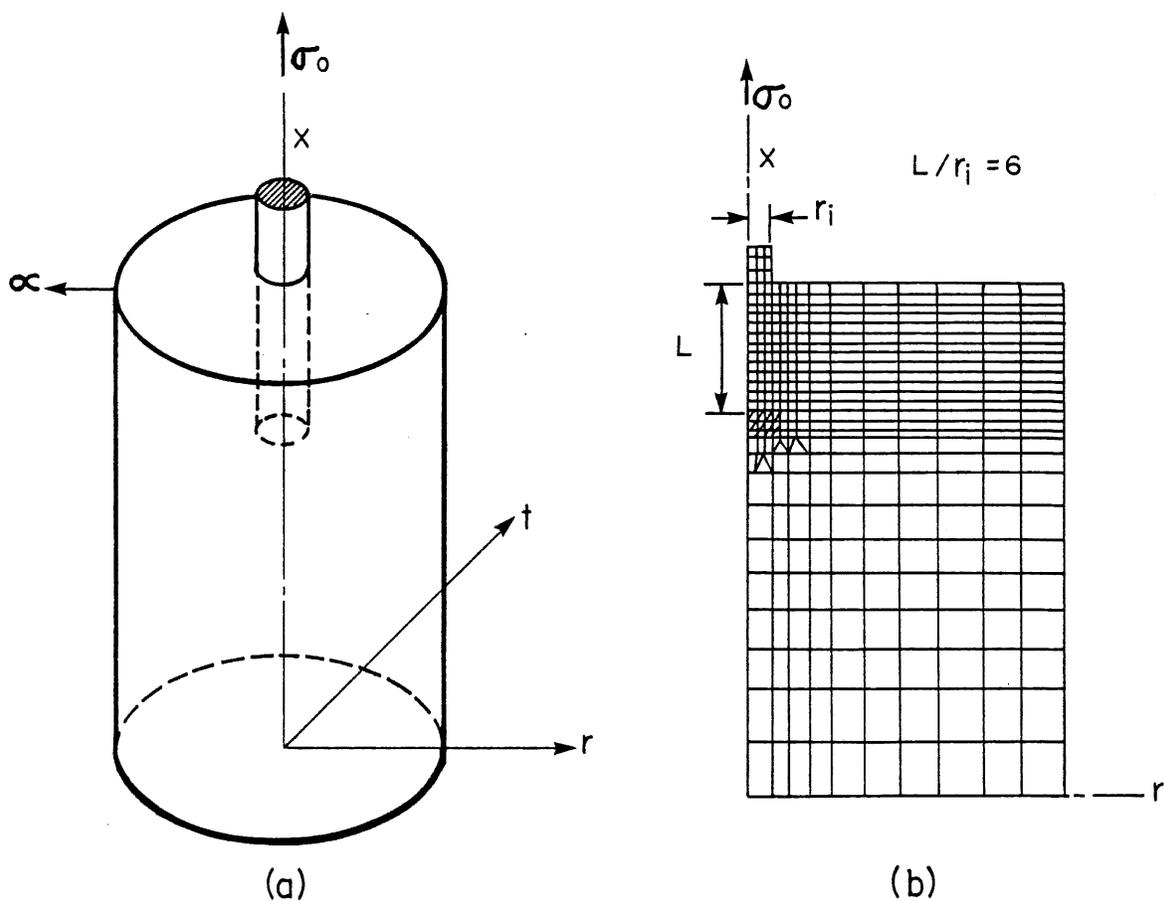


FIGURE 2.10 Géométrie du modèle d'ancrage

(a) définition des axes

(b) modèle d'éléments finis (COATES et YU (23))

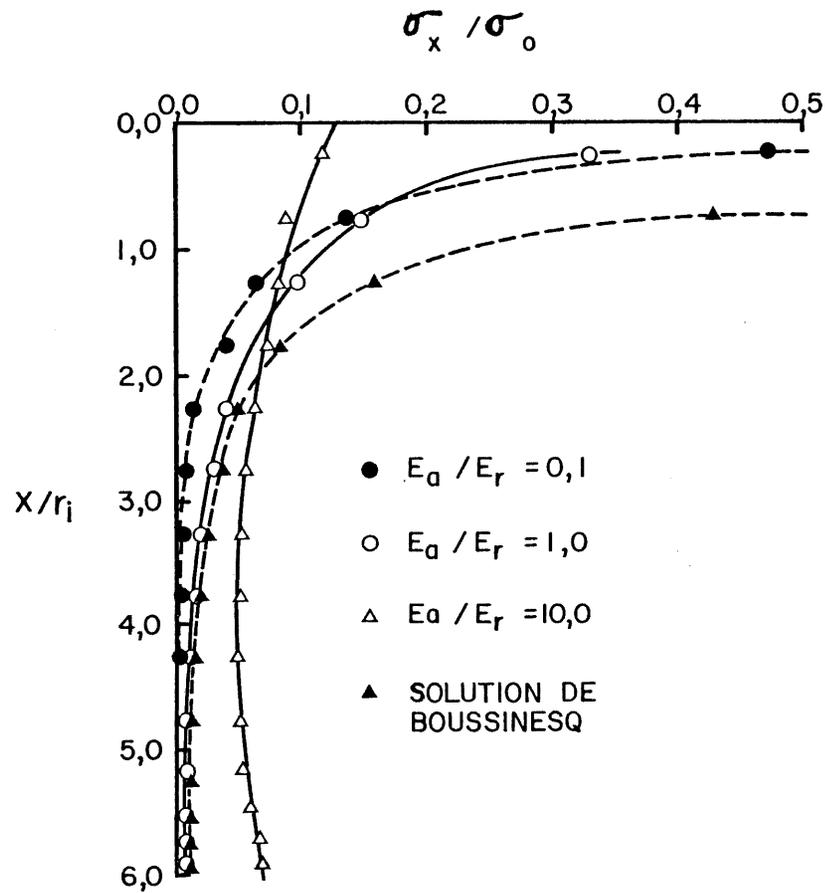


FIGURE 2.11 Variations de la contrainte de cisaillement en fonction de la profondeur de l'ancrage pour diverses valeurs de  $E_a / E_r$  (COATES et YU (23))

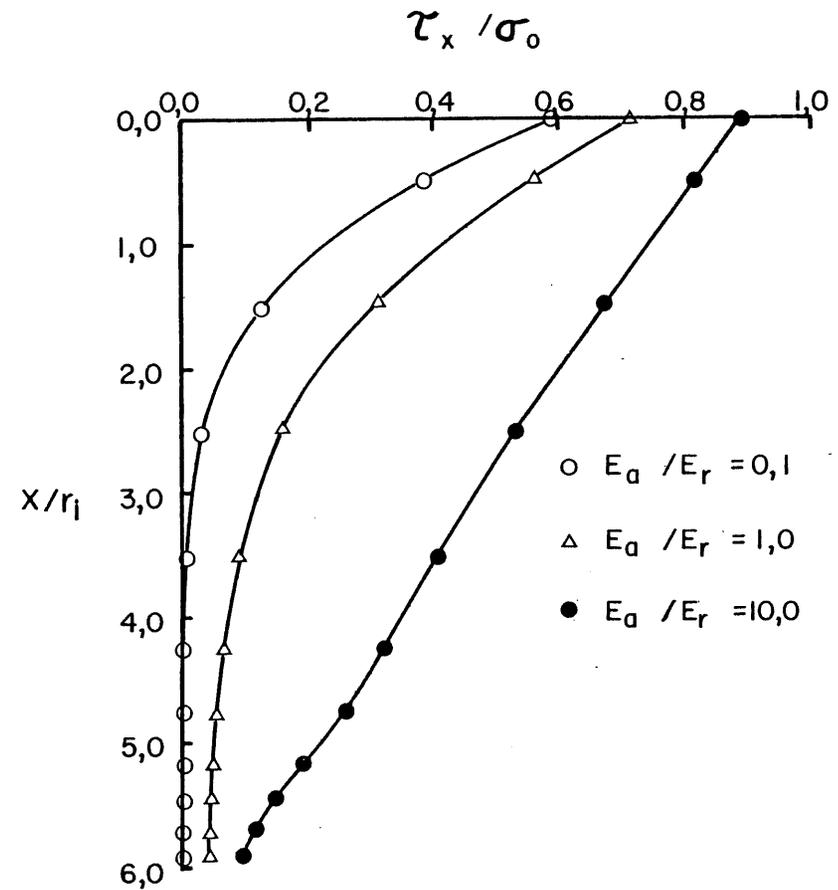


FIGURE 2.12 Variations de la contrainte verticale en fonction de la profondeur de l'ancrage pour diverses valeurs de  $E_a / E_r$  (COATES et YU (23))

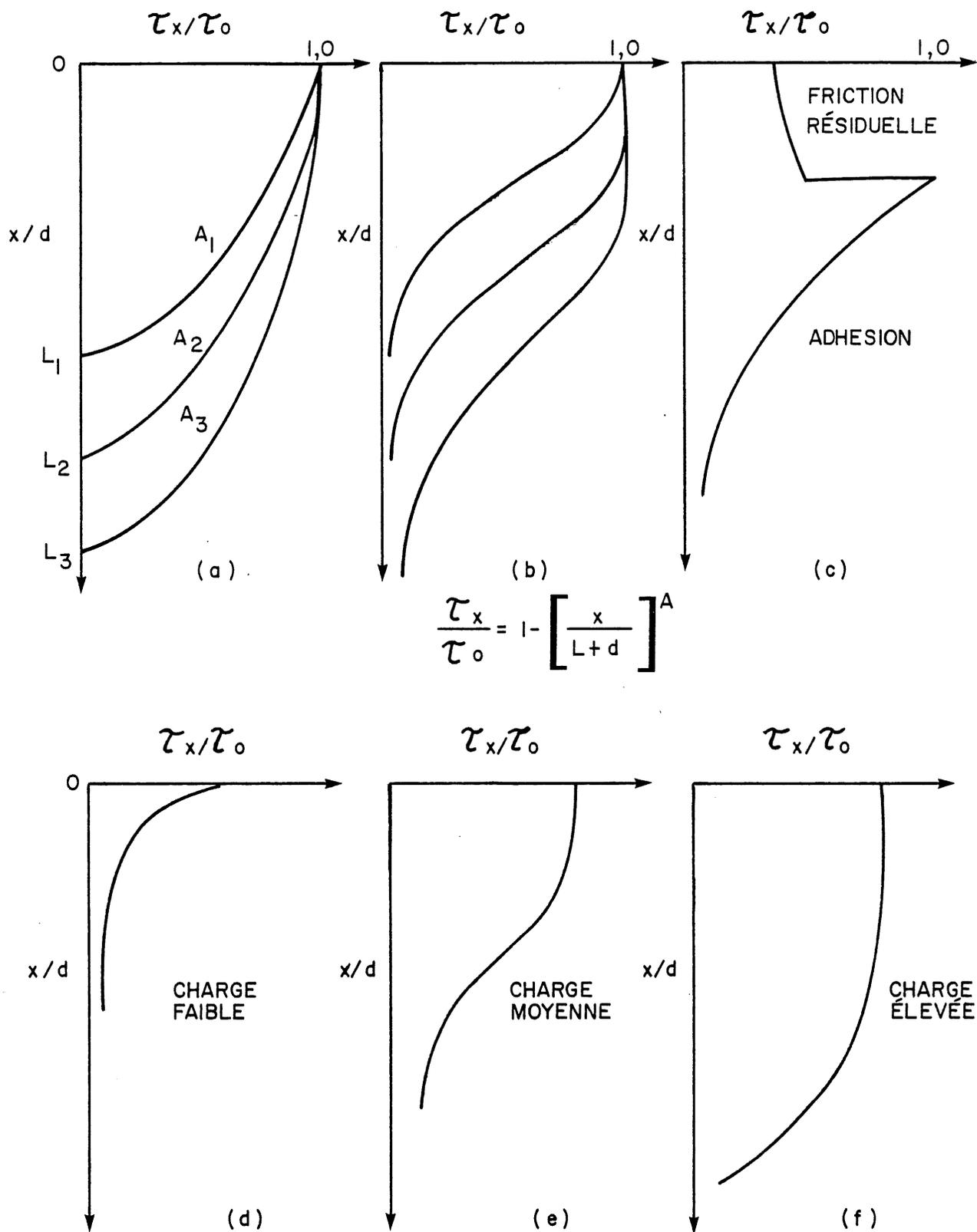


FIGURE 2.13 Mécanismes hypothétiques de la rupture d'un ancrage injecté (PHILIPS (67))

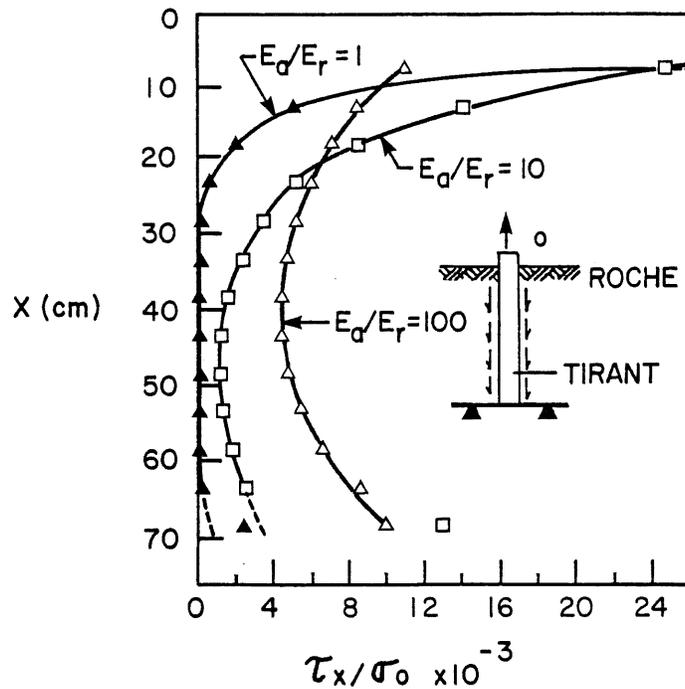


FIGURE 2.14 Variations des contraintes de cisaillement le long d'un ancrage pour diverses valeurs de  $E_a/E_r$  (HOLLINGSHEAD (38))

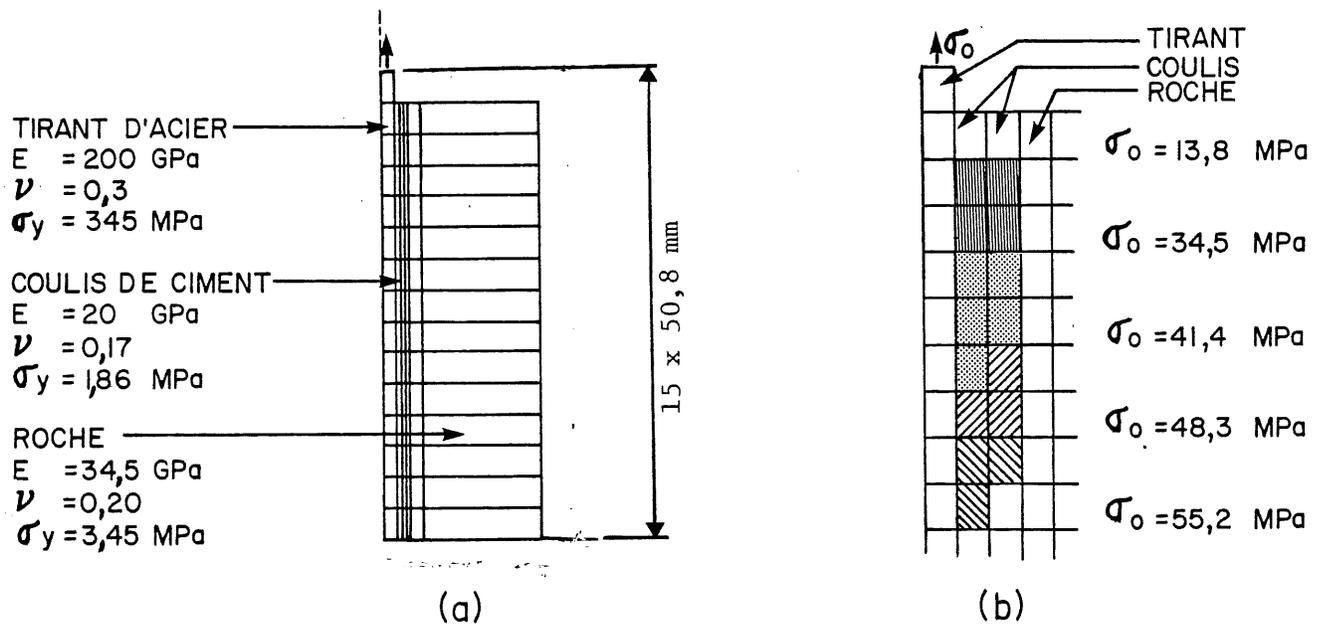


FIGURE 2.15 Géométrie du modèle d'ancrage

- (a) simulation par éléments finis  
 (b) progression de l'écoulement plastique dans le coulis (HOLLINGSHEAD (38))

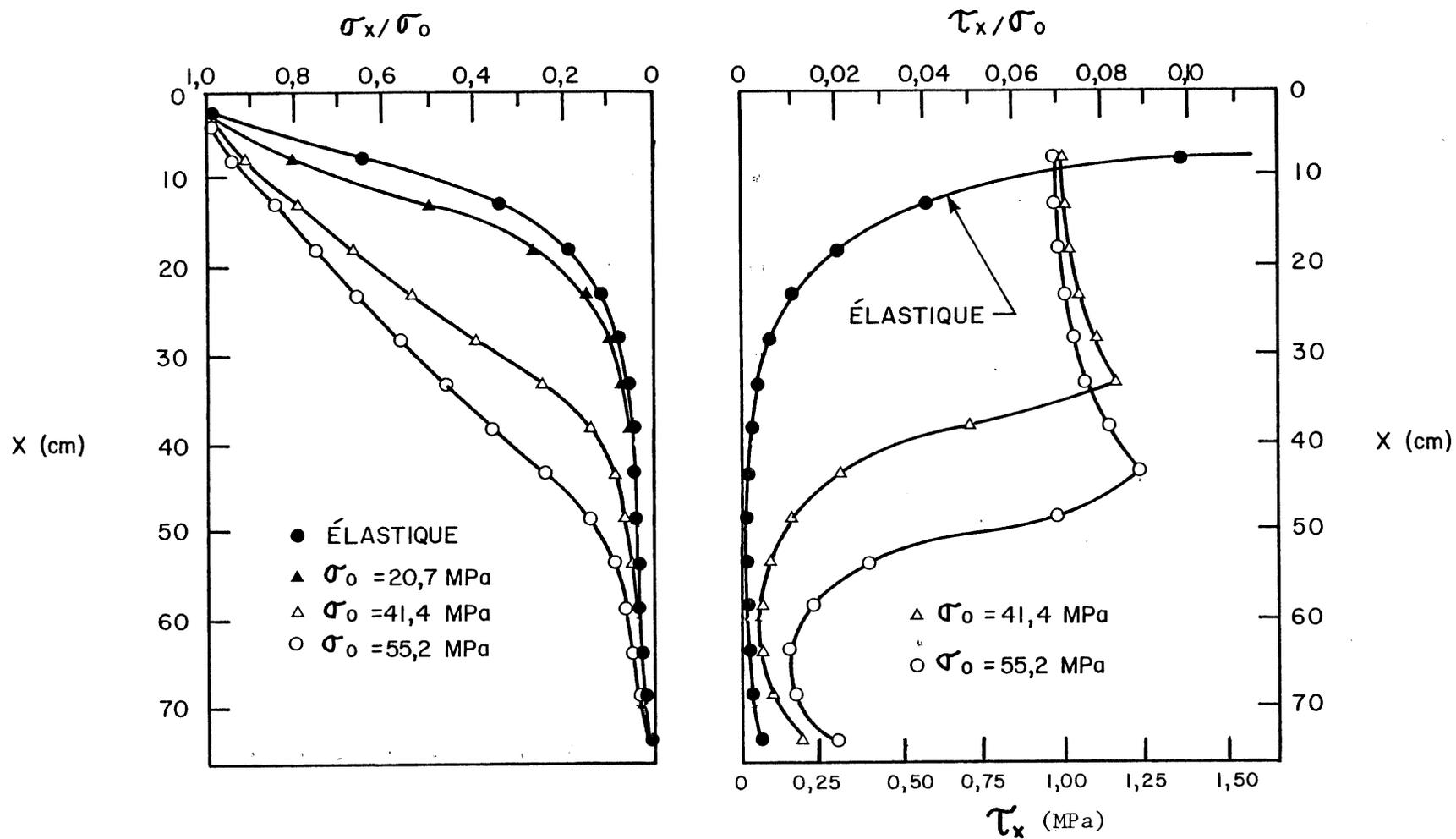


FIGURE 2.16 Distribution des contraintes axiales dans la tige et des contraintes de cisaillement au contact tige-coulis (HOLLINGSHEAD (38))

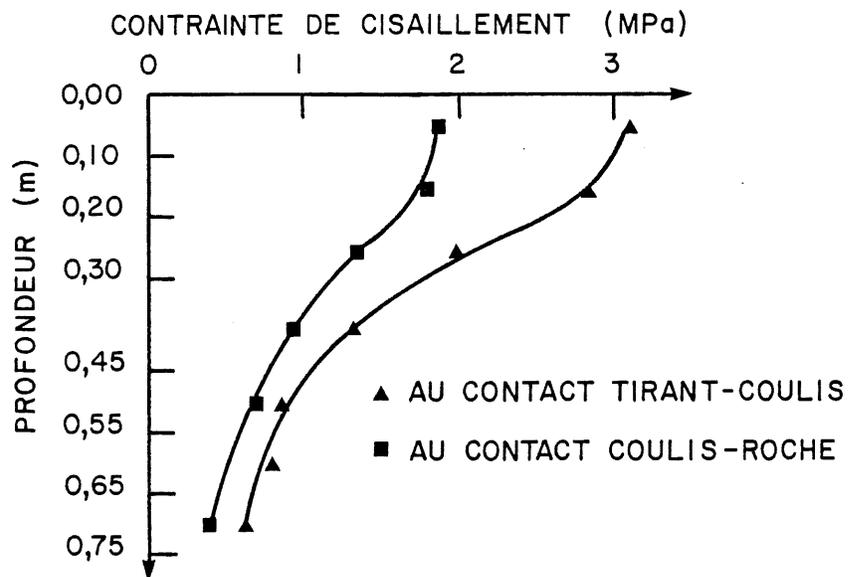
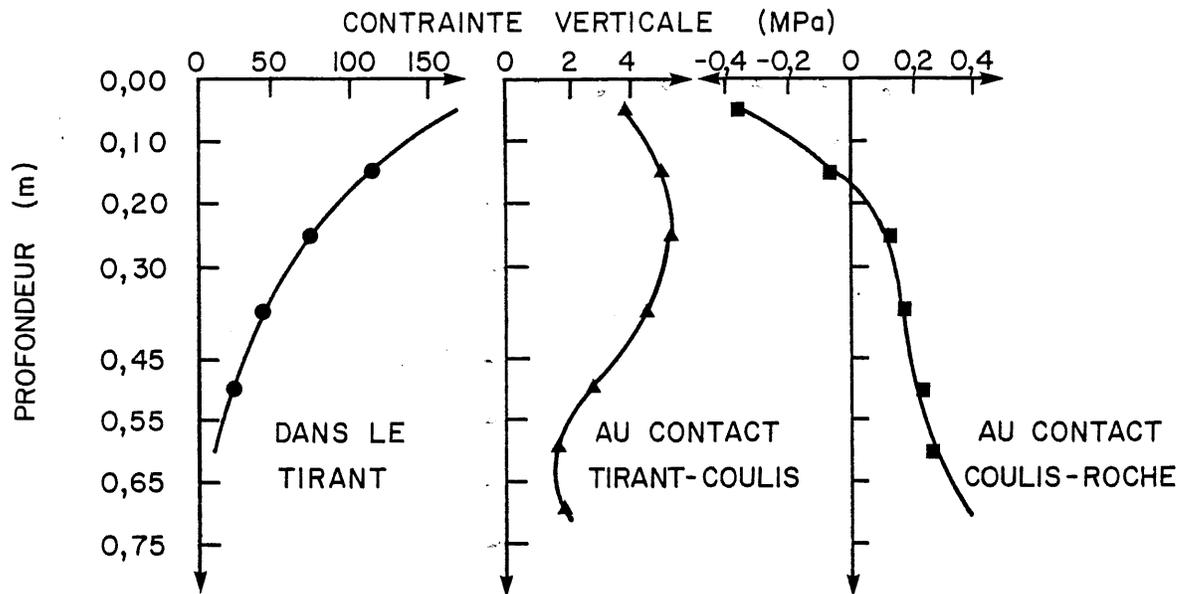


FIGURE 2.17 Contraintes verticales et de cisaillement le long d'un ancrage ancré sur 0,75 m et soumis à une charge de 400 kN (YAP et RODGER (85.))

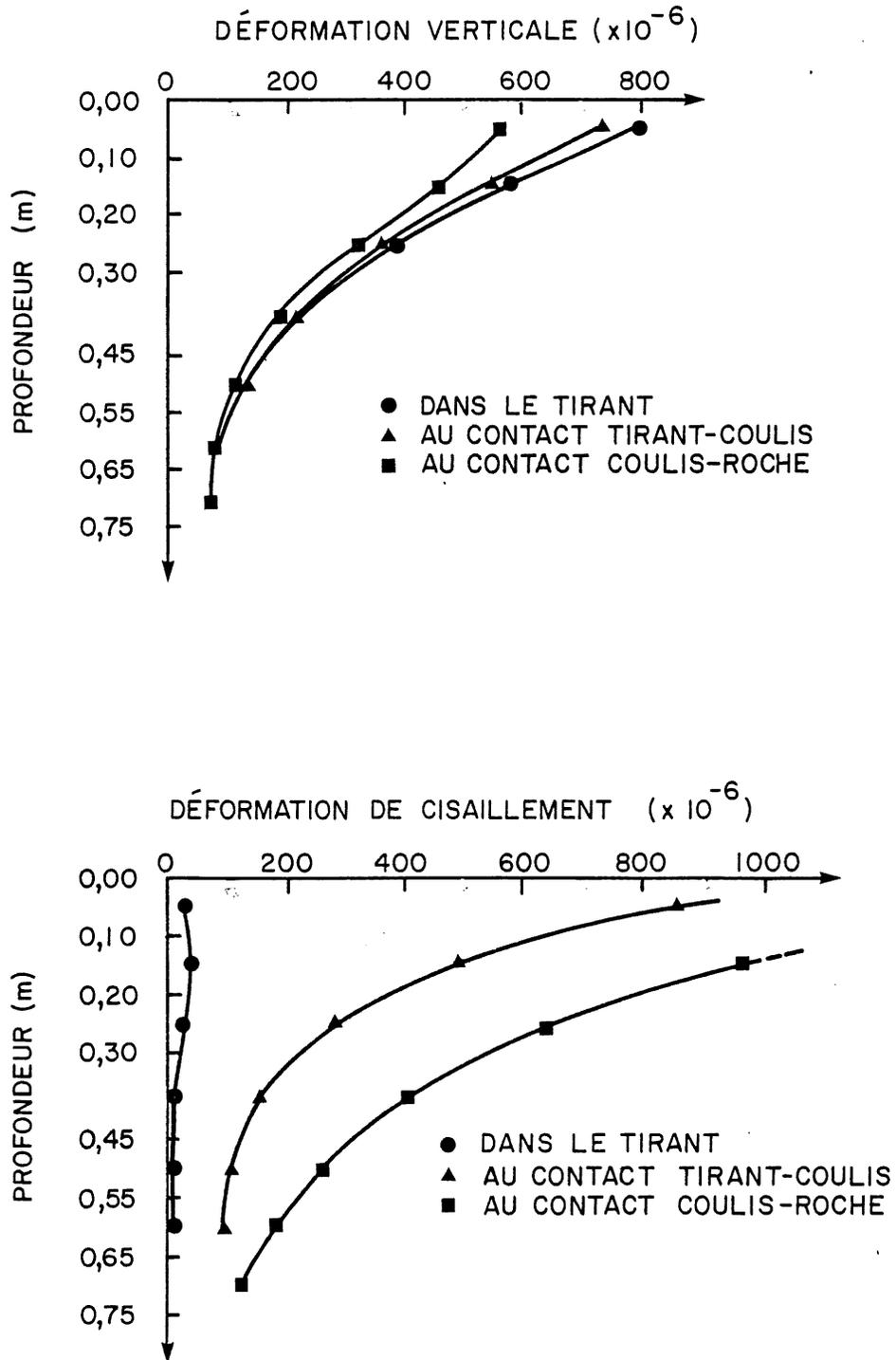


FIGURE 2.18 Déformations verticales et de cisaillement le long d'un ancrage ancré sur 0,75 m et soumis à une charge de 400 kN (YAP et RODGER (85.))

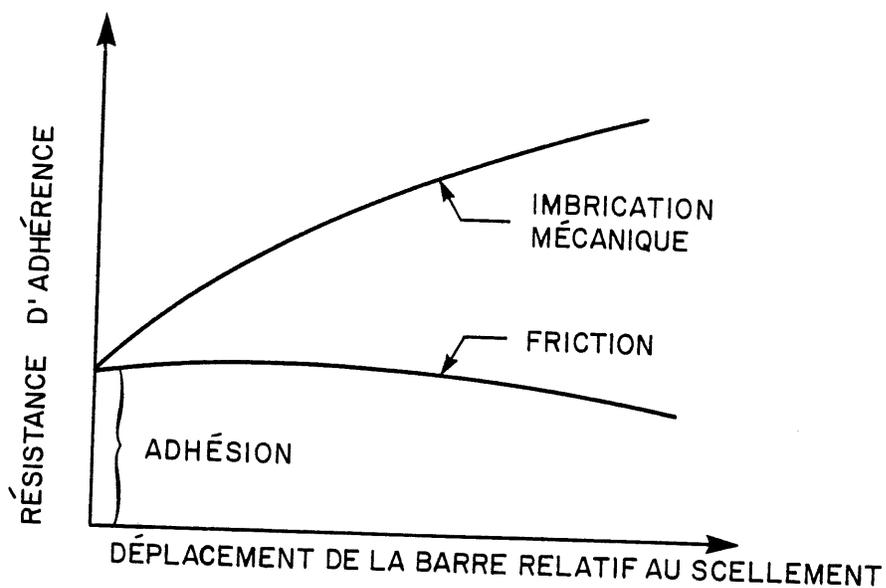


FIGURE 2.19 Diagramme idéalisé des composantes majeures de l'adhérence

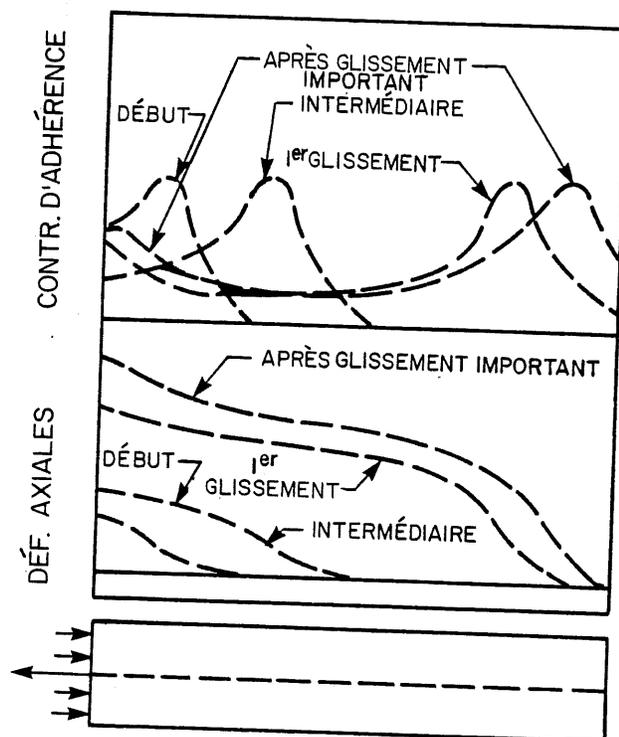


FIGURE 2.20 Evolution de la distribution des contraintes de cisaillement (en haut) et des déformations axiales le long d'une tige crânelée de béton armé (GILKEY et AL. (31))

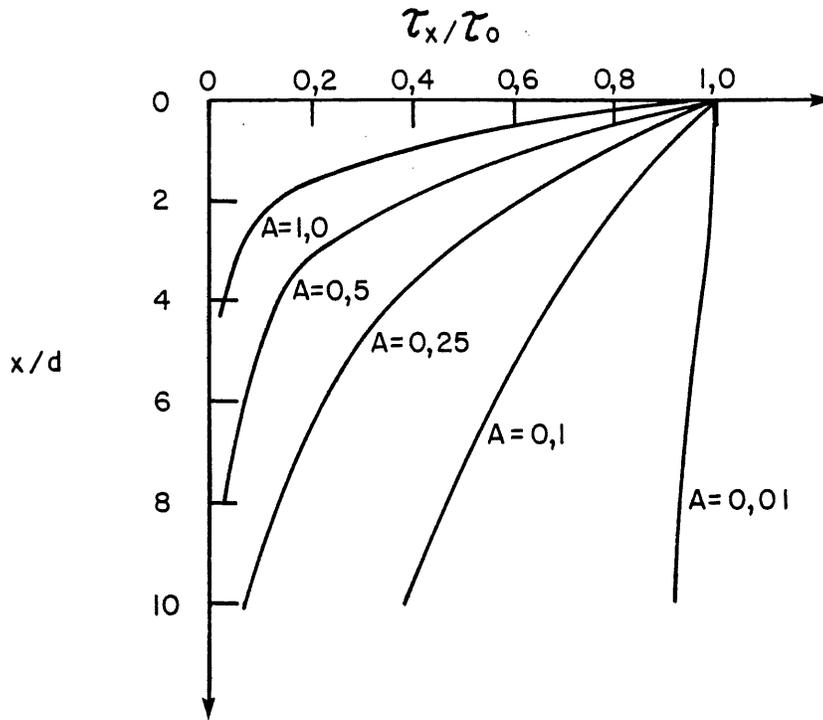


FIGURE 2.21 Distribution théorique des contraintes le long d'un ancrage (PHILIPS (67))

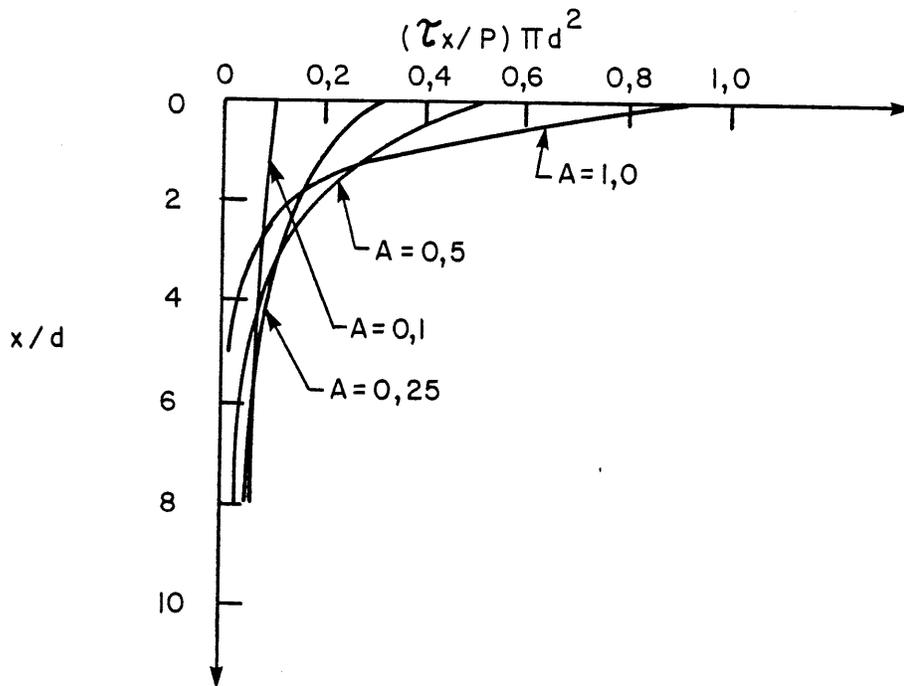


FIGURE 2.22 Distribution de la charge le long d'un ancrage en assumant  $LA/d$  grand (PHILIPS (67))

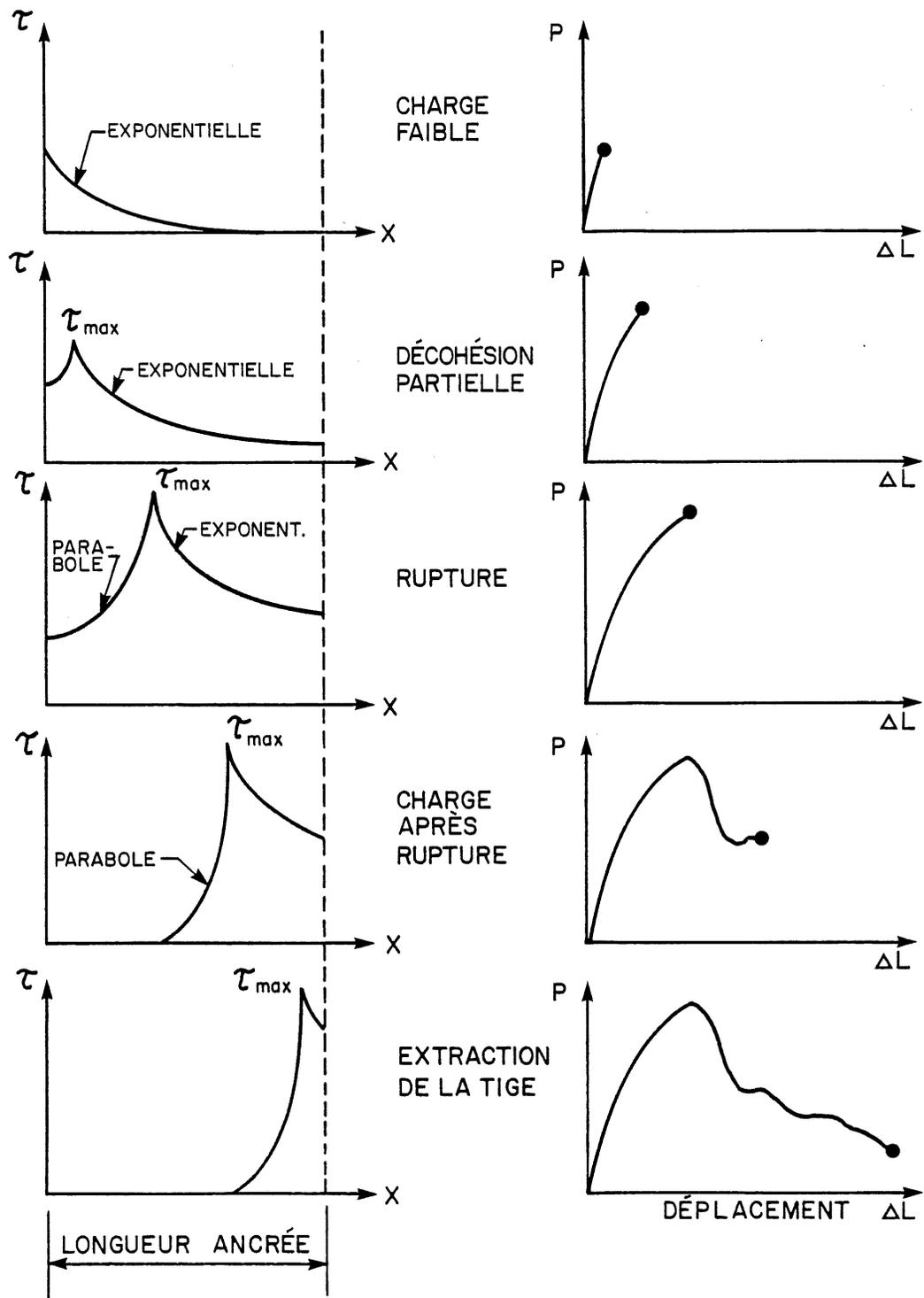


FIGURE 2.23 Modèle de comportement, évolution de la répartition des contraintes de cisaillement au cours de l'arrachement d'un ancrage (MARTIN (54))

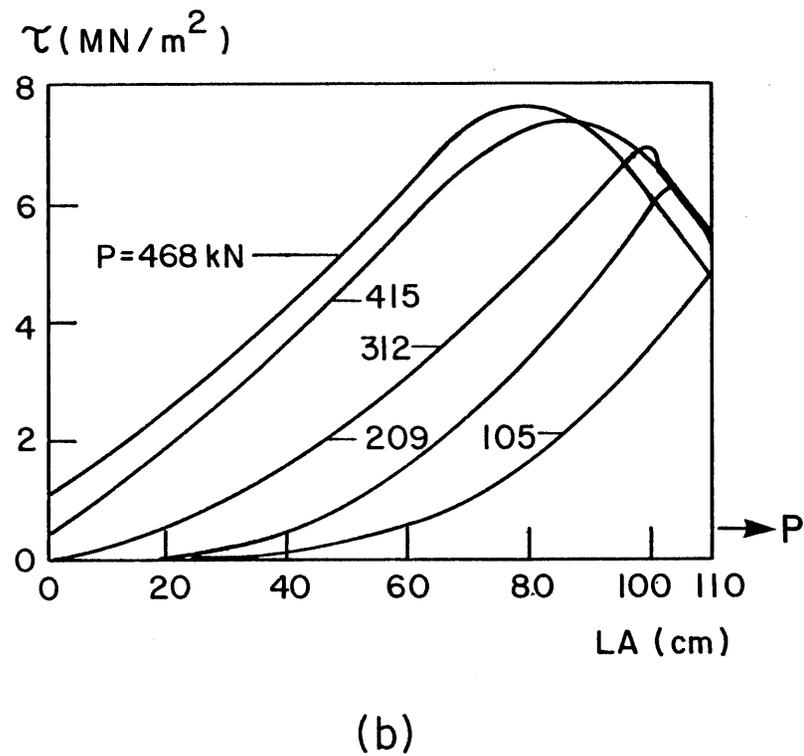
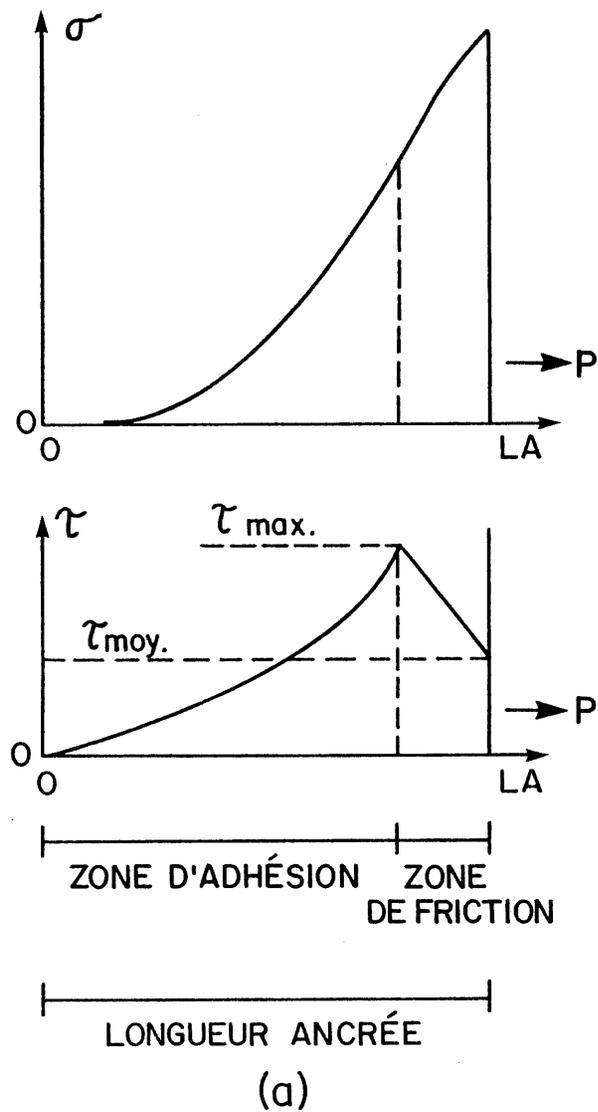


FIGURE 2.24 Résultats obtenus par NATAU et WULLSHLAGER (62)

- (a) Distribution des contraintes de traction et de cisaillement
- (b) Distribution des contraintes de cisaillement au niveau du contact tige-coulis

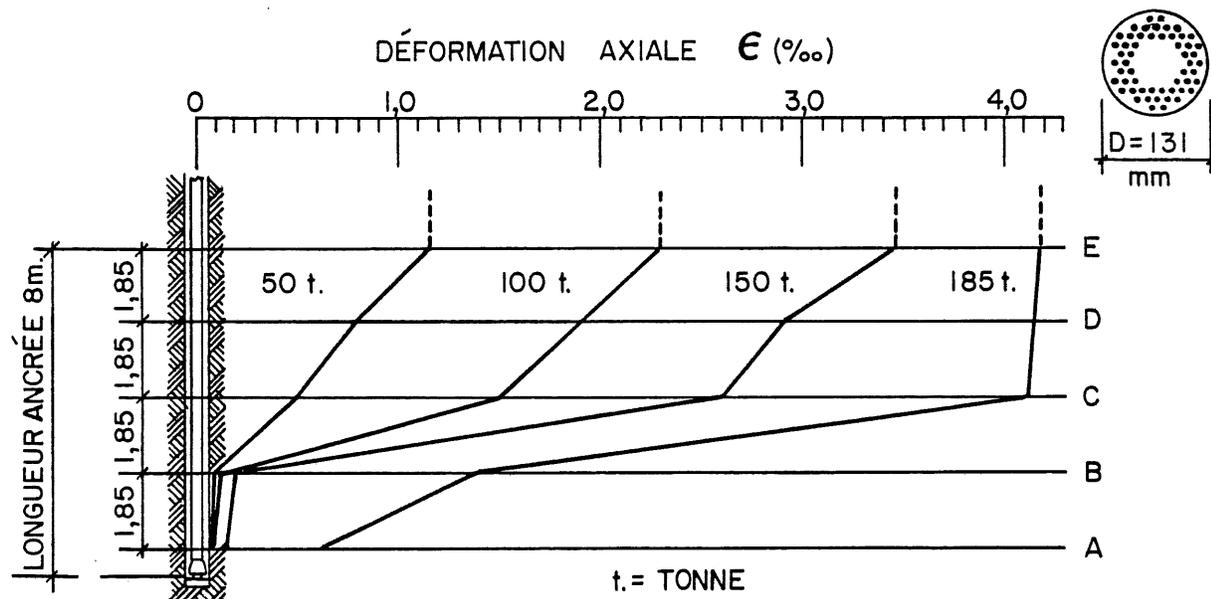


FIGURE 2.25 Distribution de la déformation axiale le long de la tige dans la zone ancrée (MULLER (61))

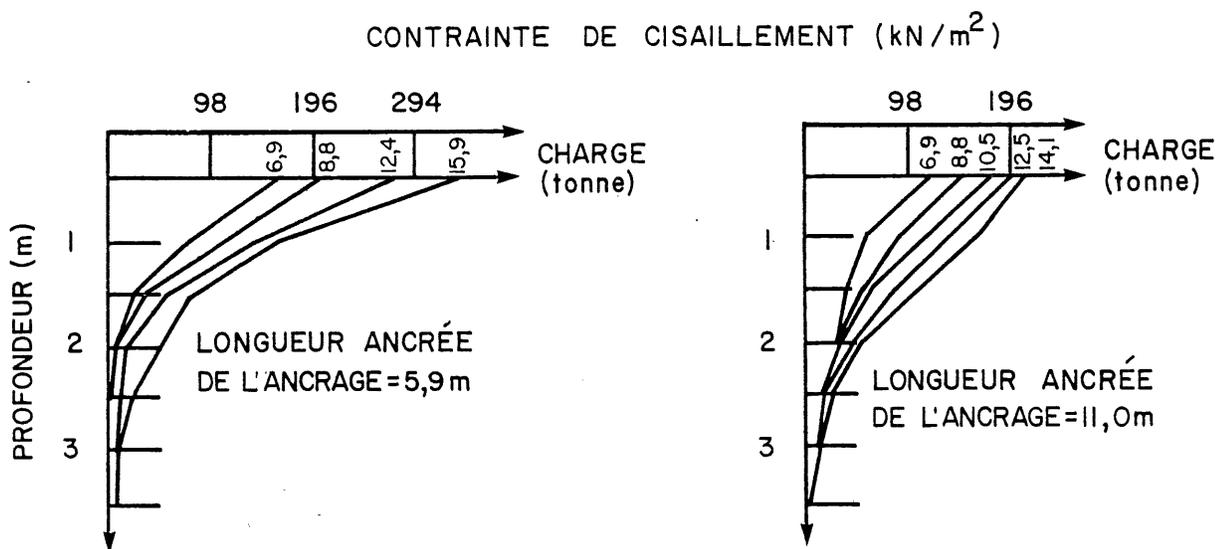


FIGURE 2.26 Distribution des contraintes de cisaillement calculées des jauges de déformation (BERARDI (17))

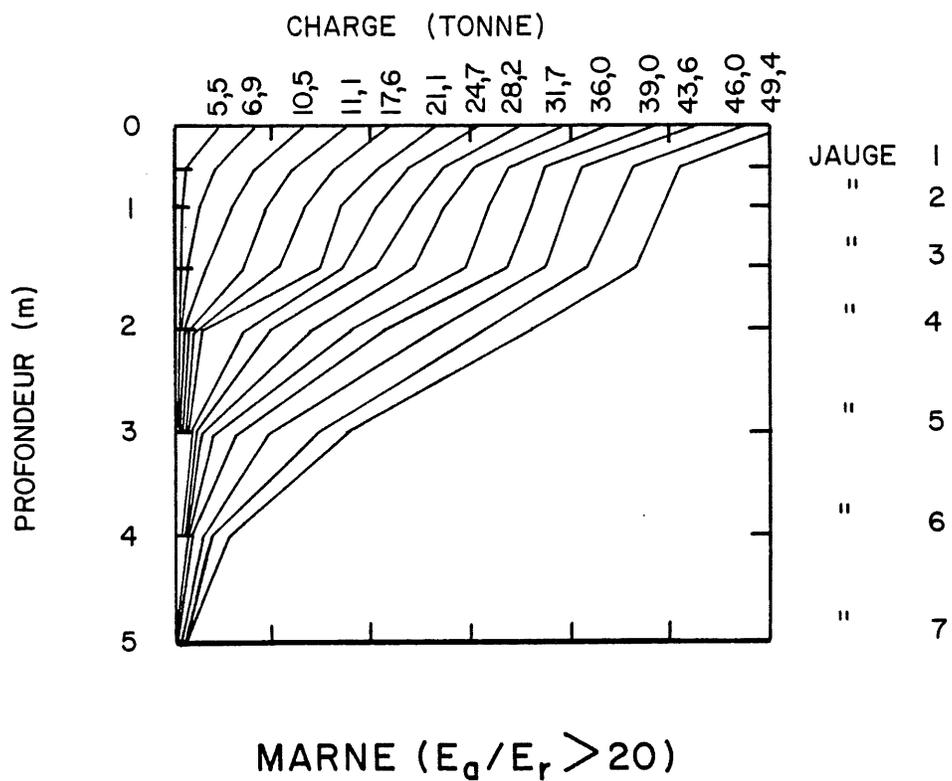
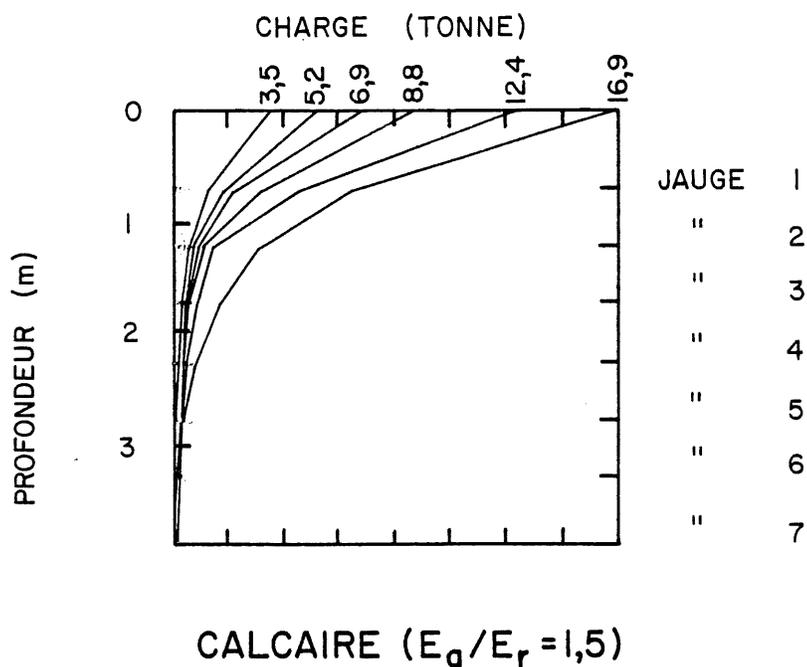
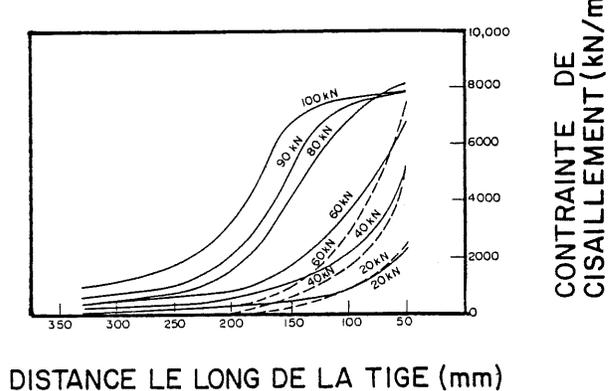
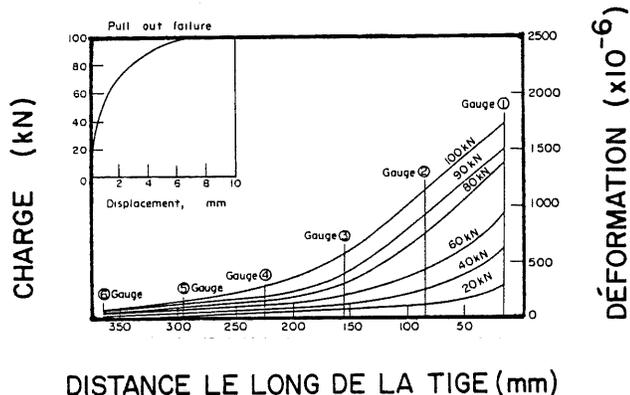
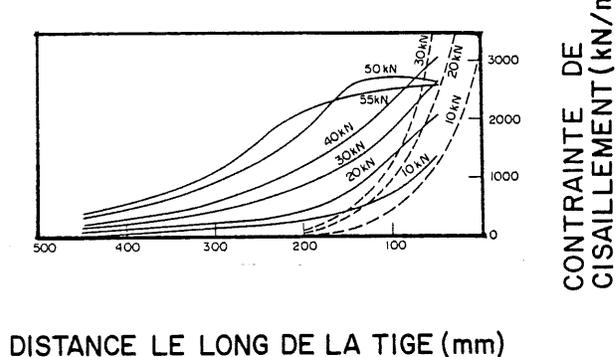
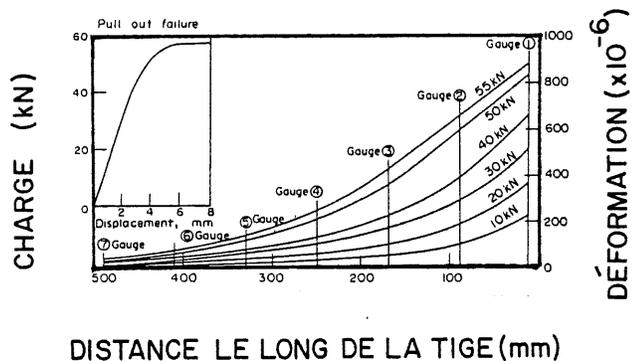


FIGURE 2.27 Distribution de la charge le long de la zone ancrée d'ancrages instrumentés (BERARDI (17))

## ANCRAGE SCELLÉ DANS LE BÉTON



## ANCRAGE SCELLÉ DANS LE CALCAIRE



## ANCRAGE SCELLÉ DANS LA CRAIE

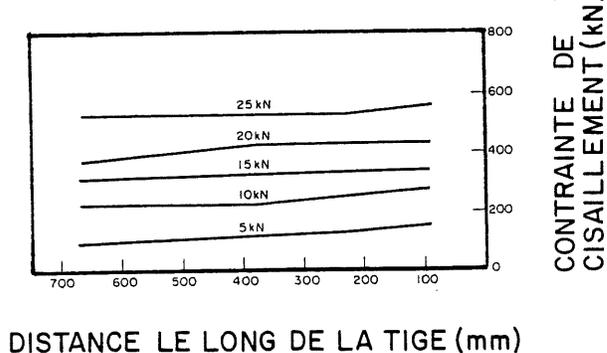
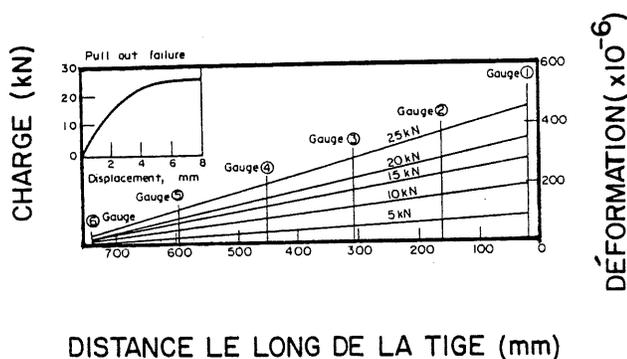
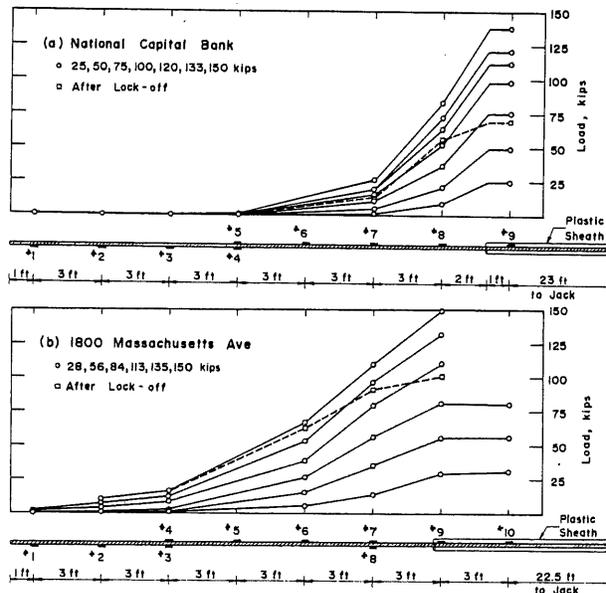
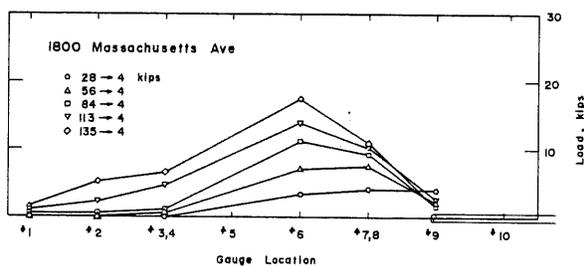


FIGURE 2.28 Résultats obtenus par FARMER (28)



a) DISTRIBUTION DES CHARGES DANS L'ANCRAGE DURANT L'ARRACHEMENT



b) DISTRIBUTION DE LA CHARGE RÉSIDUELLE DANS L'ANCRAGE

FIGURE 2.29 Distribution des charges et des charges résiduelles le long de la zone injectée d'ancrages instrumentés (SHIELDS et AL. (81))

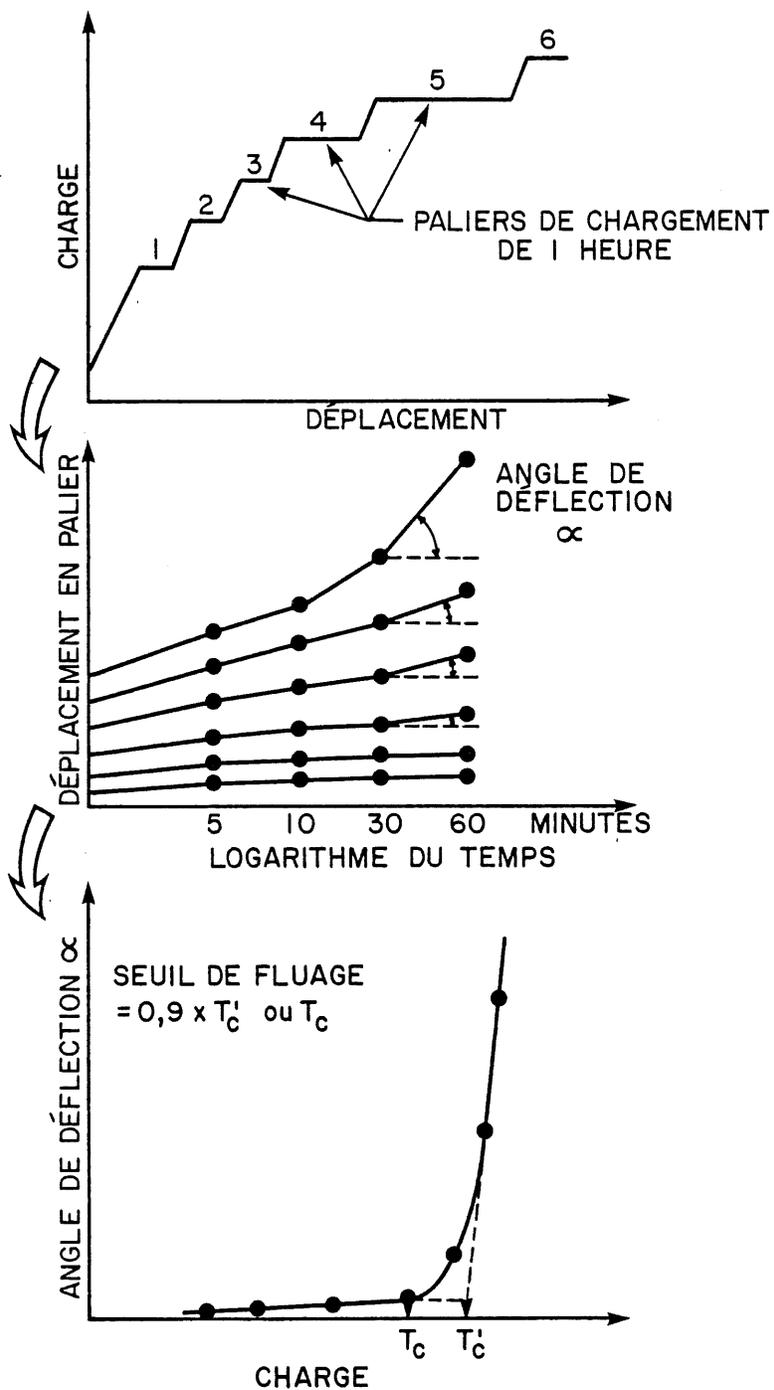


FIGURE 2.30 Procédure utilisée pour déterminer la charge critique d'un ancrage injecté (SECURITAS (79))

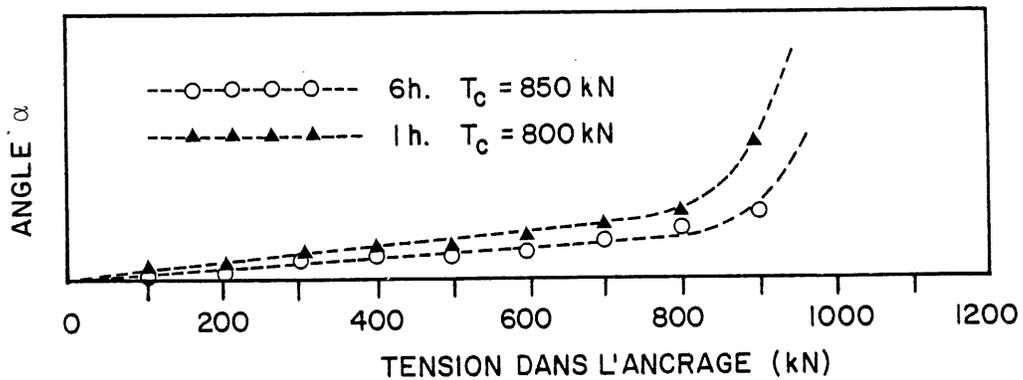


FIGURE 2.31 Valeurs de la charge critique de fluage,  $T_c$ , pour des paliers de chargement de une heure et six heures (BUSTAMANTE et AL. (20))

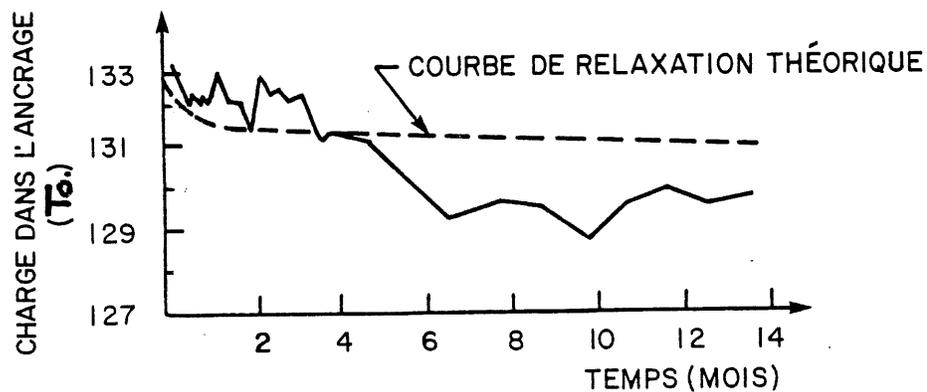


FIGURE 2.32 Résultat de la perte de charge d'un ancrage (MOSCHER et MATT (60))

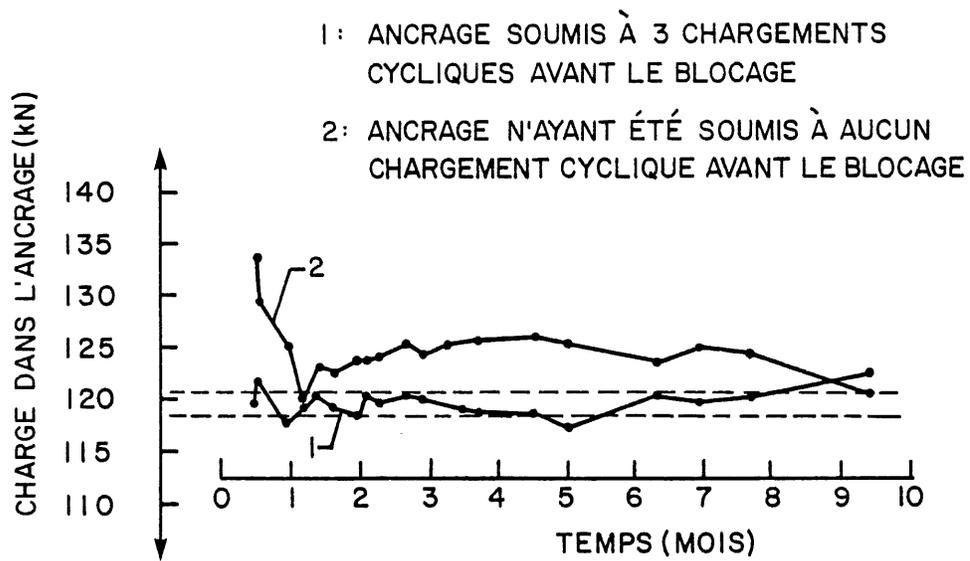
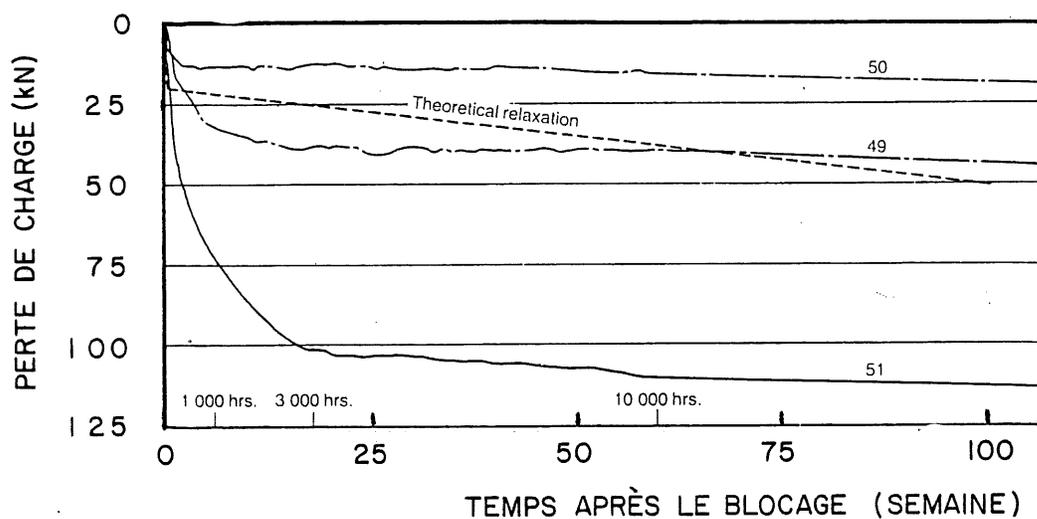
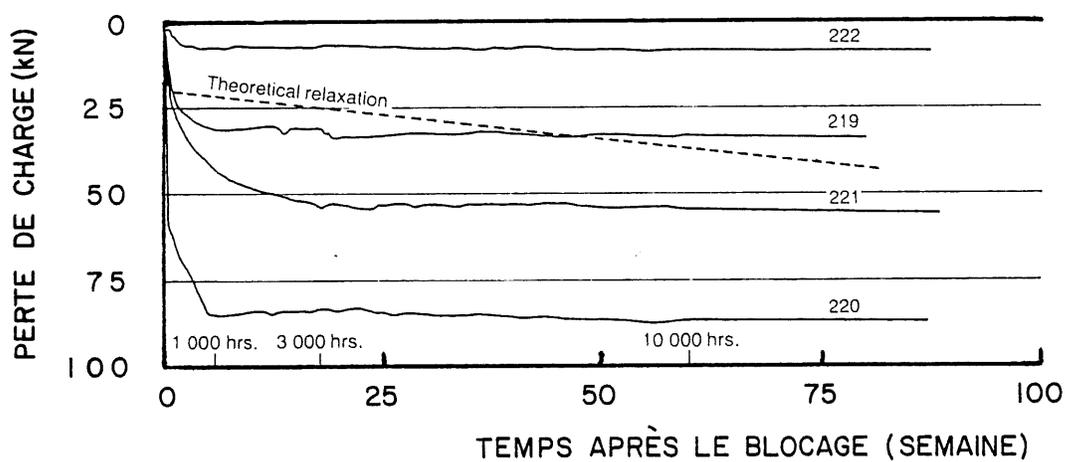


FIGURE 2.33 Résultats d'essai de relaxation de deux ancrages (BARRON et AL. (12))

### MUR SITUÉ A L'OUEST



### MUR SITUÉ AU NORD



### MUR SITUÉ A L'EST

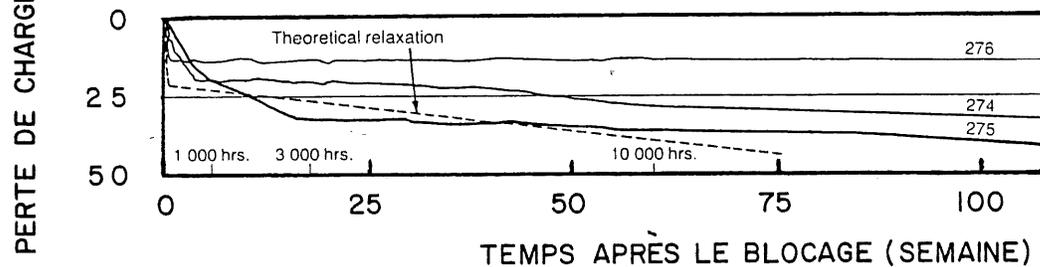


FIGURE 2.34 Perte de charge en fonction du temps des ancrages ayant servi pour le réaménagement du port de Devonport (LITTLEJOHN et BRUCE (49))



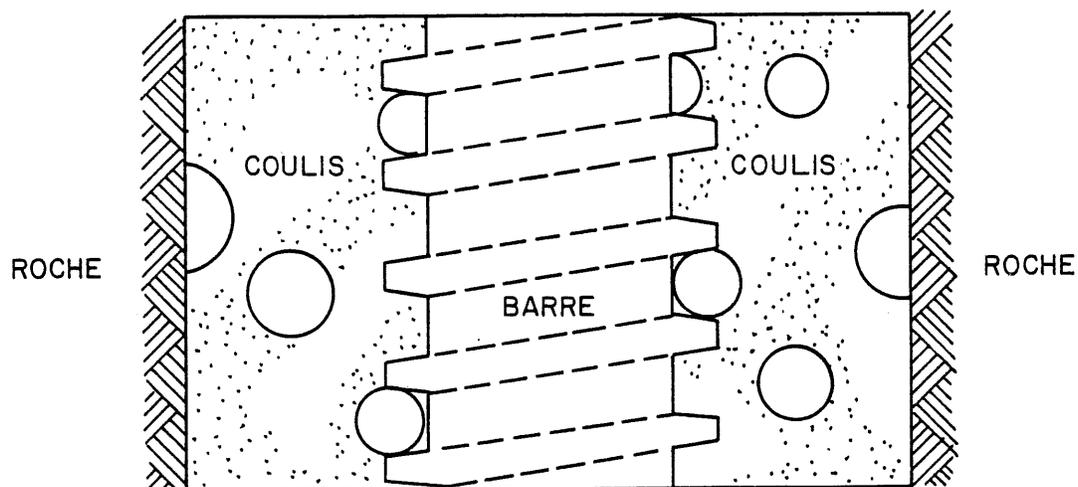
FIGURE 3.1 Vue générale du site



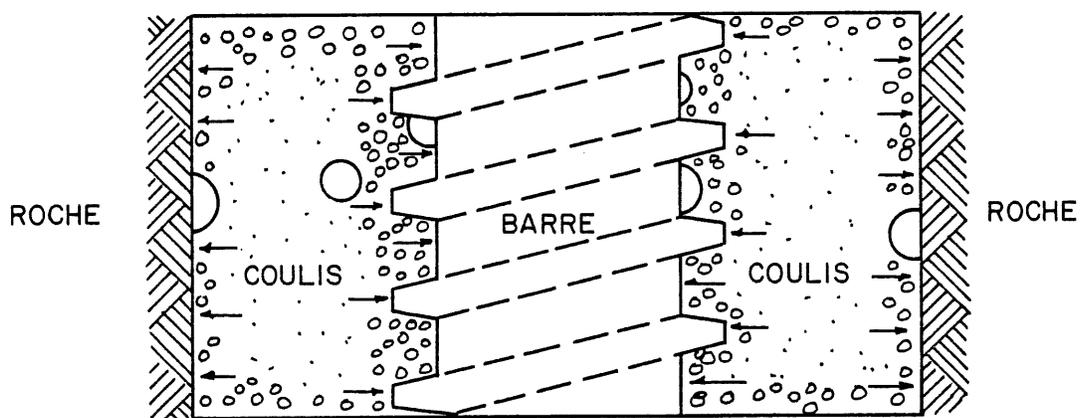
FIGURE 3.2 Vue de l'emplacement pour l'installation des ancrages



FIGURE 3.3 Vue des carottes prélevées du massif rocheux en chantier par carottage au diamant



COULIS DE CIMENT USUEL AVEC DES BULLES D'AIR



COULIS DE CIMENT EXPANSIF

FIGURE 3.4 Représentation schématique d'un ancrage injecté avec un coulis de ciment usuel et avec un coulis de ciment expansif

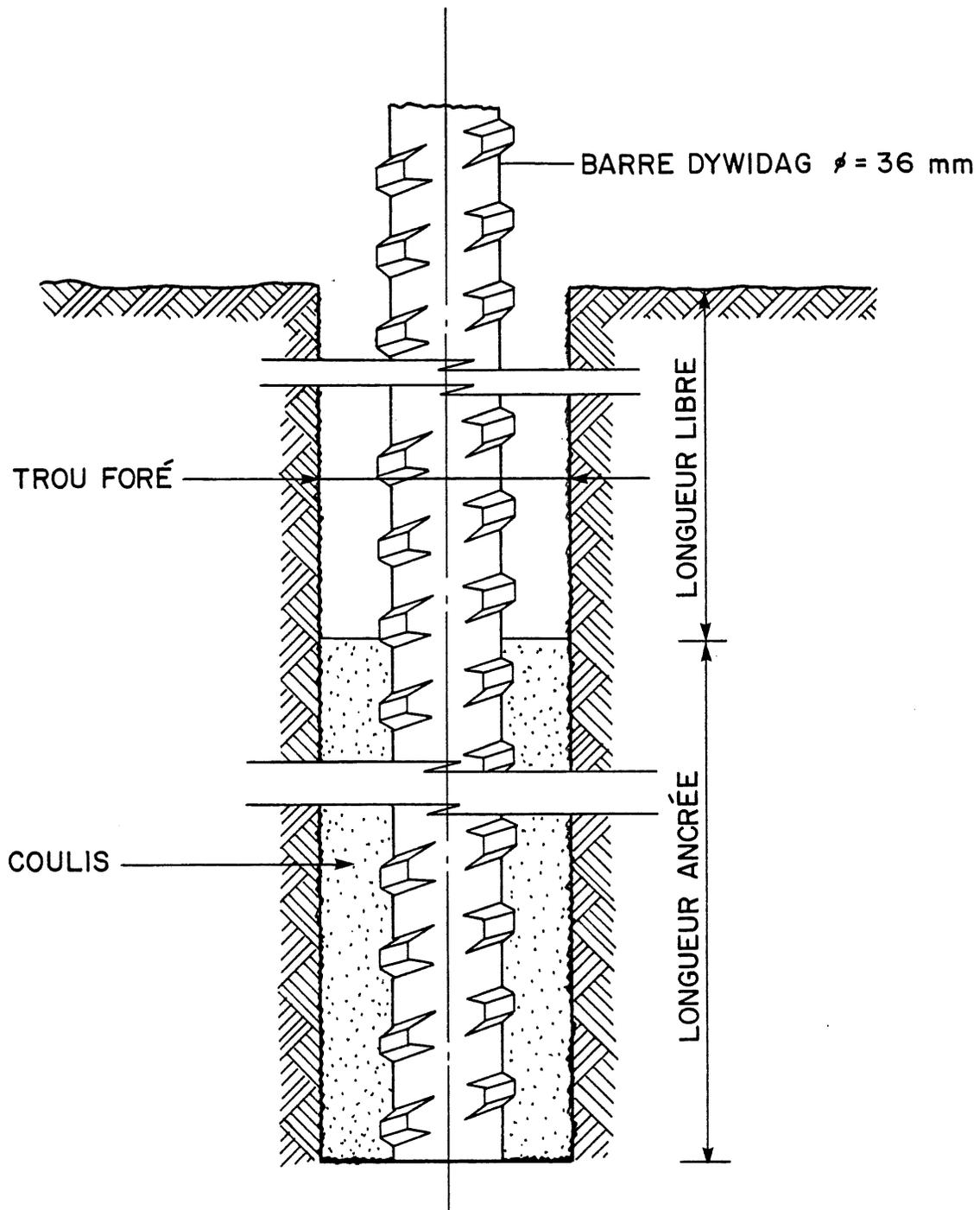
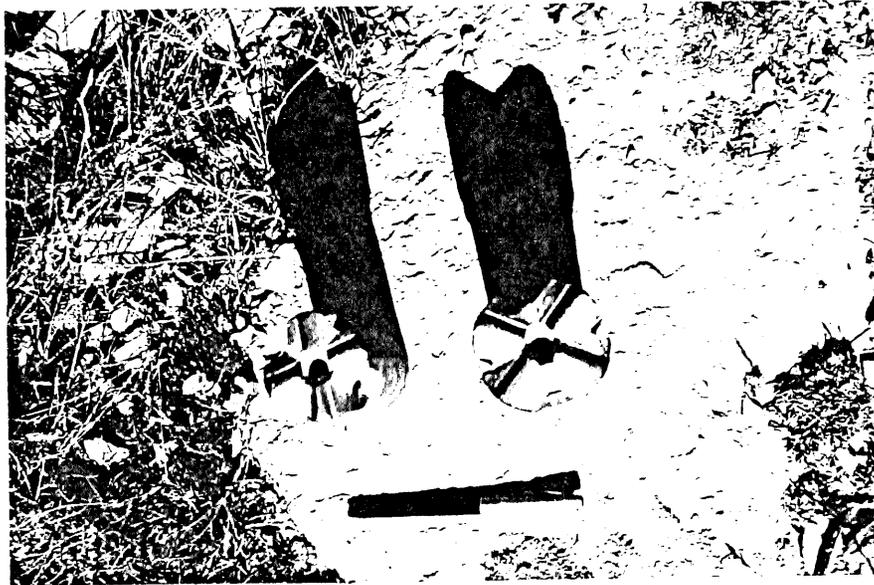
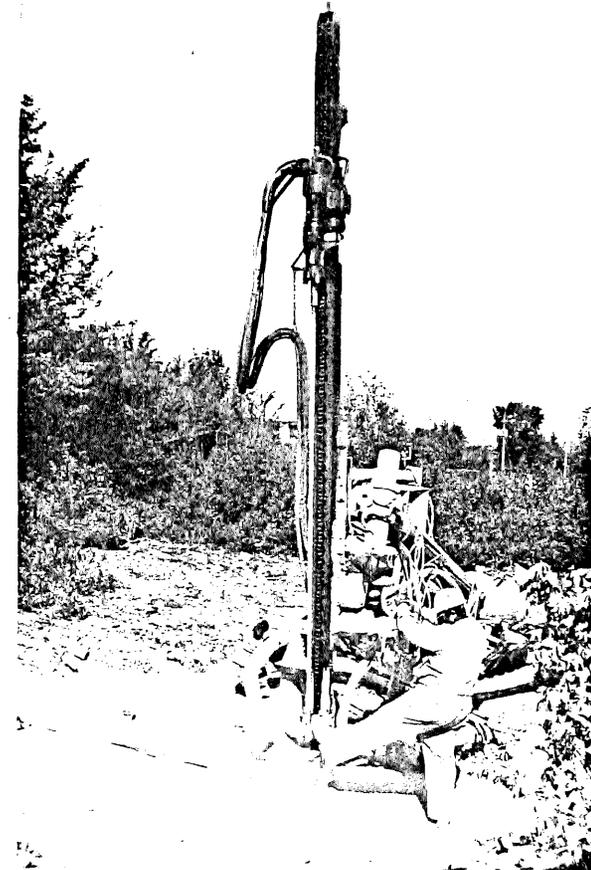


FIGURE 3.5 Représentation schématique des ancrages



(a)

Vue du trépan de forage utilisé



(b)

Vue du système de guidage et forage des trous

FIGURE 3.6 Forage des trous pour l'installation des ancrages

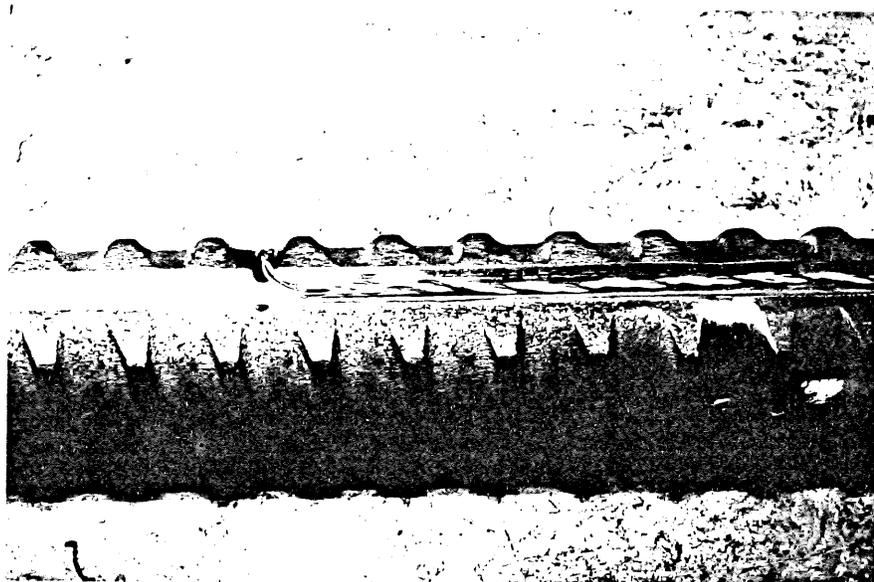
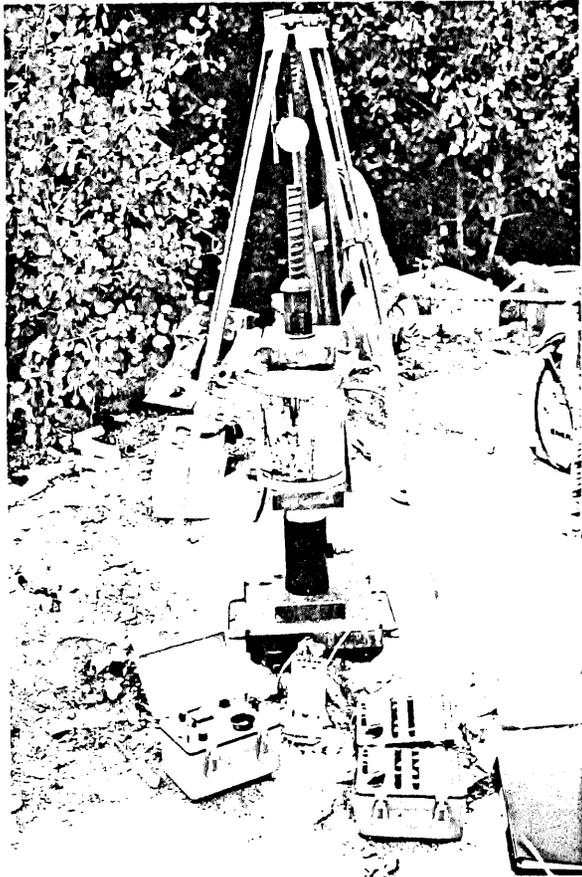
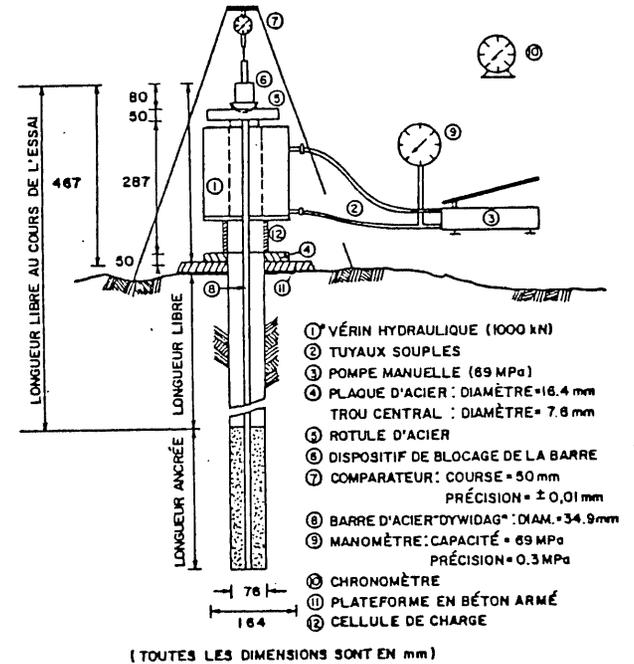


FIGURE 3.7 Instrumentation de tiges d'ancrage à l'aide de jauges de déformation



(a)

Vue des appareils



(b)

Détail des appareils

FIGURE 3.8 Montage de l'essai sur les ancrages

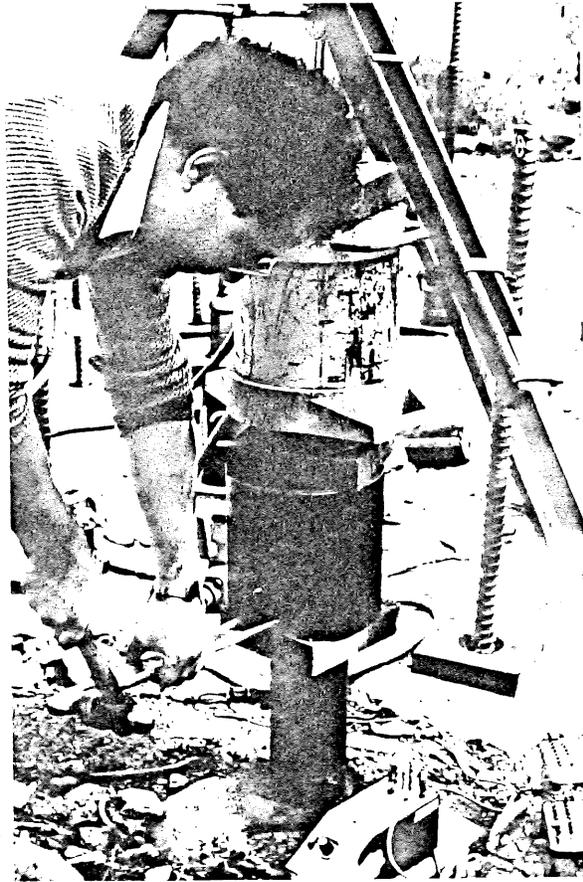


FIGURE 3.9 Vue montrant le tensionnement et le blocage d'un ancrage



FIGURE 3.10 Vue d'un ancrage équipé d'une cellule de charge, après l'opération de blocage

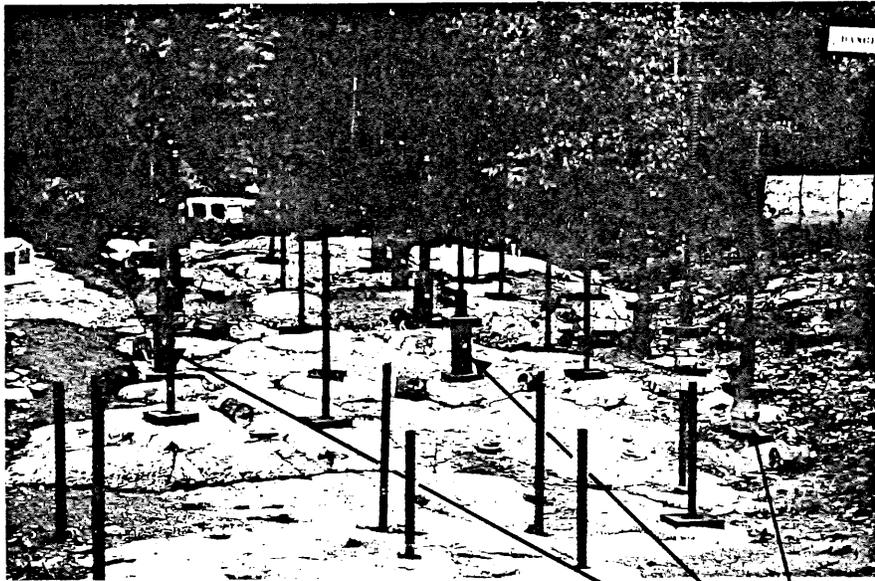


FIGURE 3.11 Vue d'ensemble des ancrages équipés de cellules de charge pour les essais de relaxation en chantier

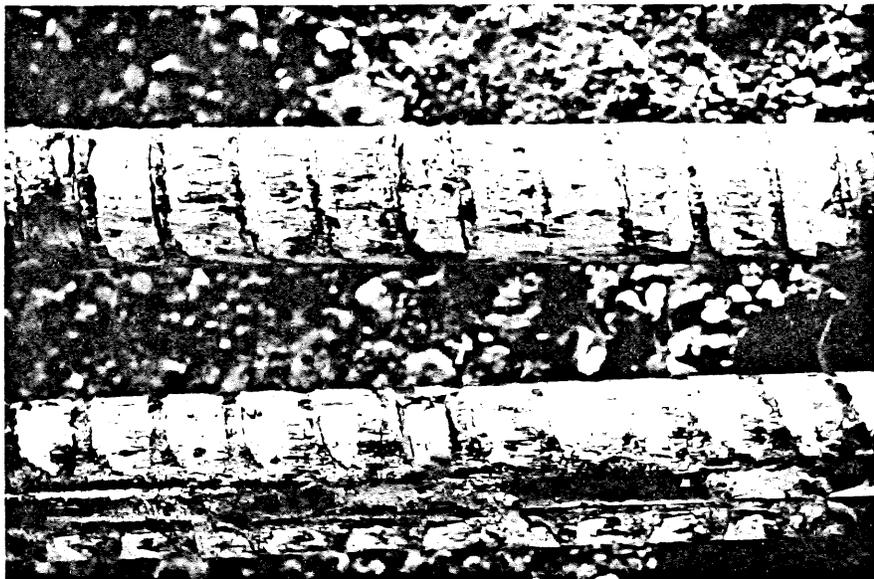


FIGURE 4.1 Cisaillement du coulis par les crénelures de la tige

# ESSAIS D'ARRACHEMENT

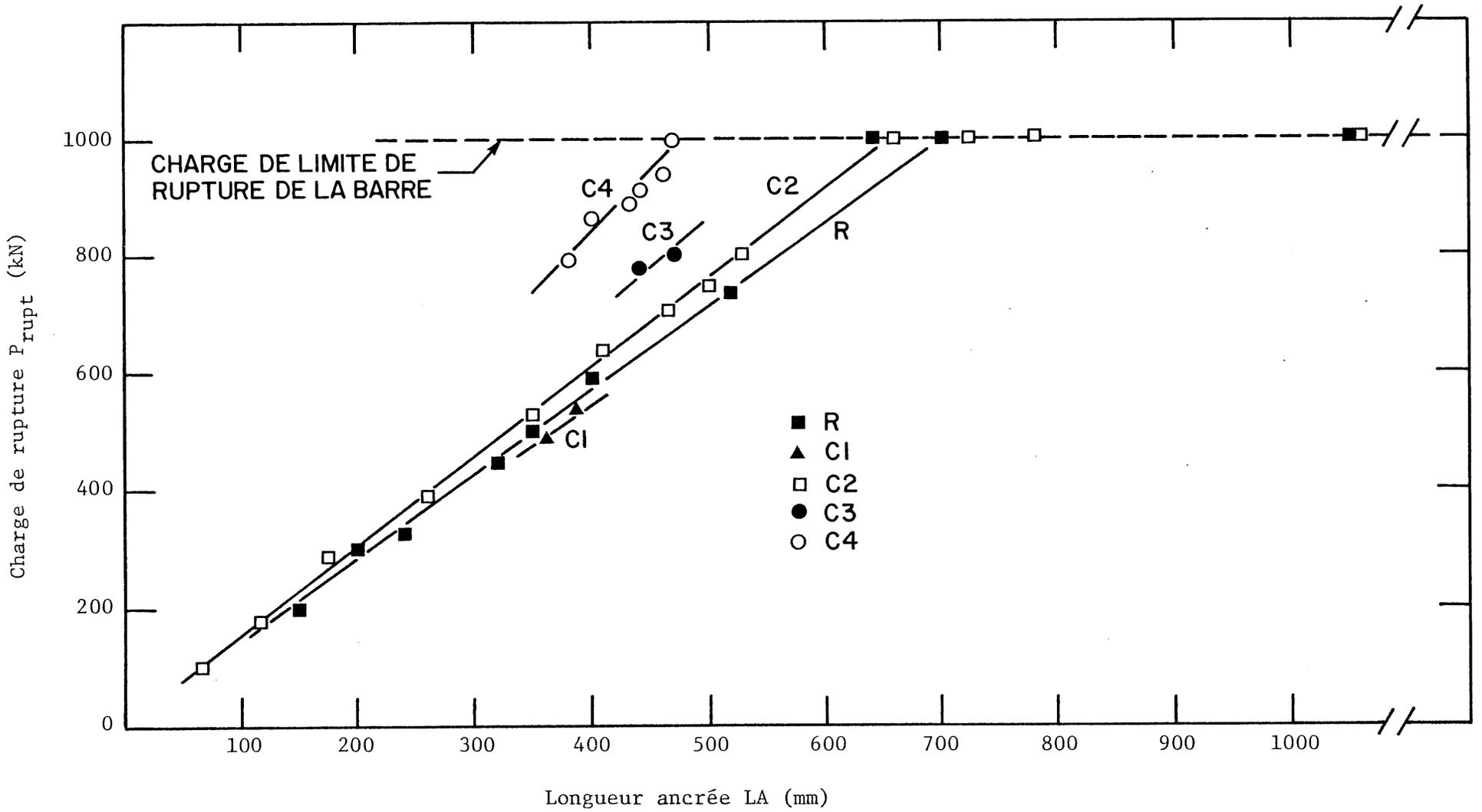


FIGURE 4.2 Charge de rupture en fonction de la longueur ancrée

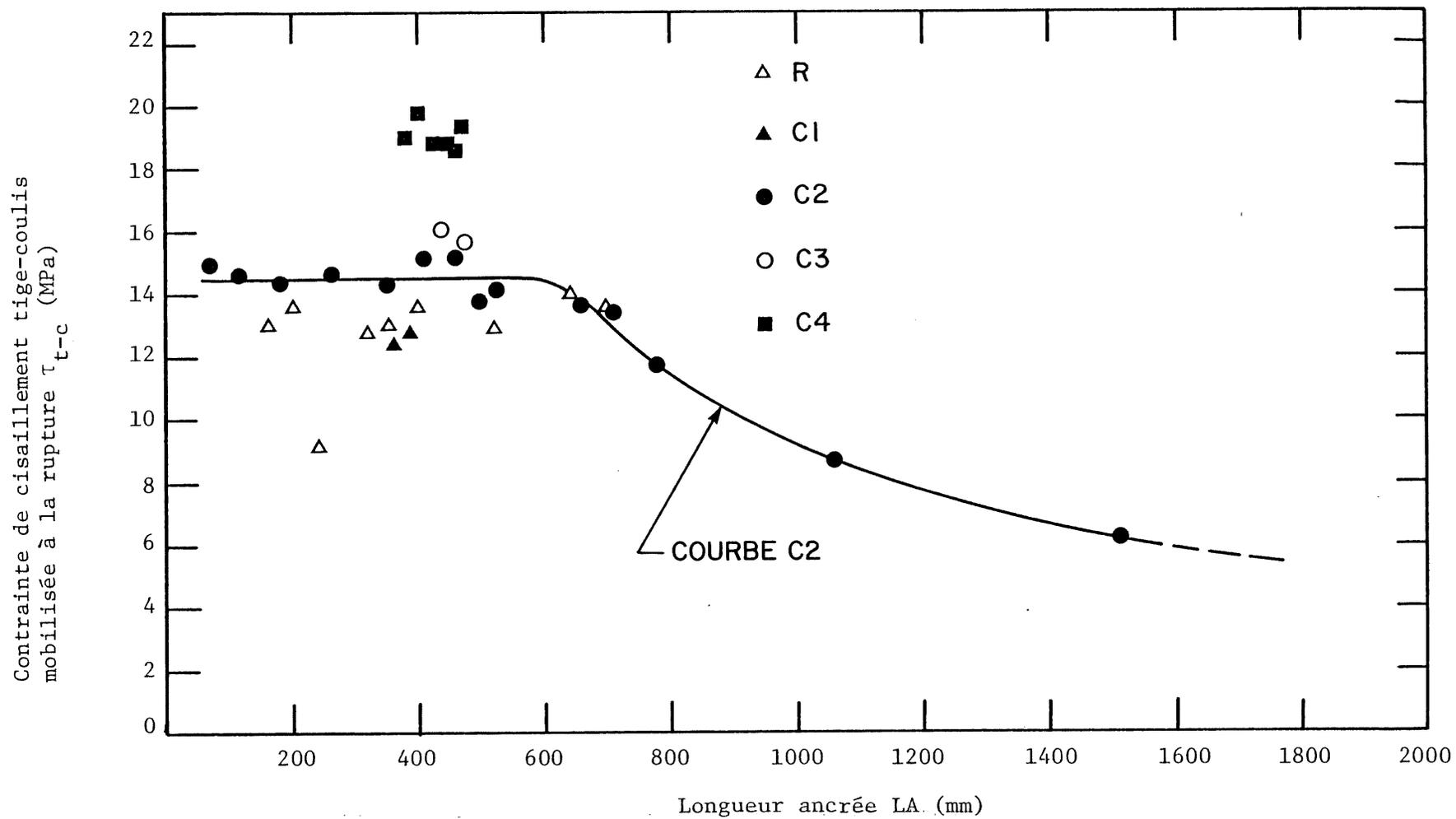


FIGURE 4.3 Contrainte de cisaillement à la rupture au niveau du contact tige-coulis en fonction de la longueur ancrée

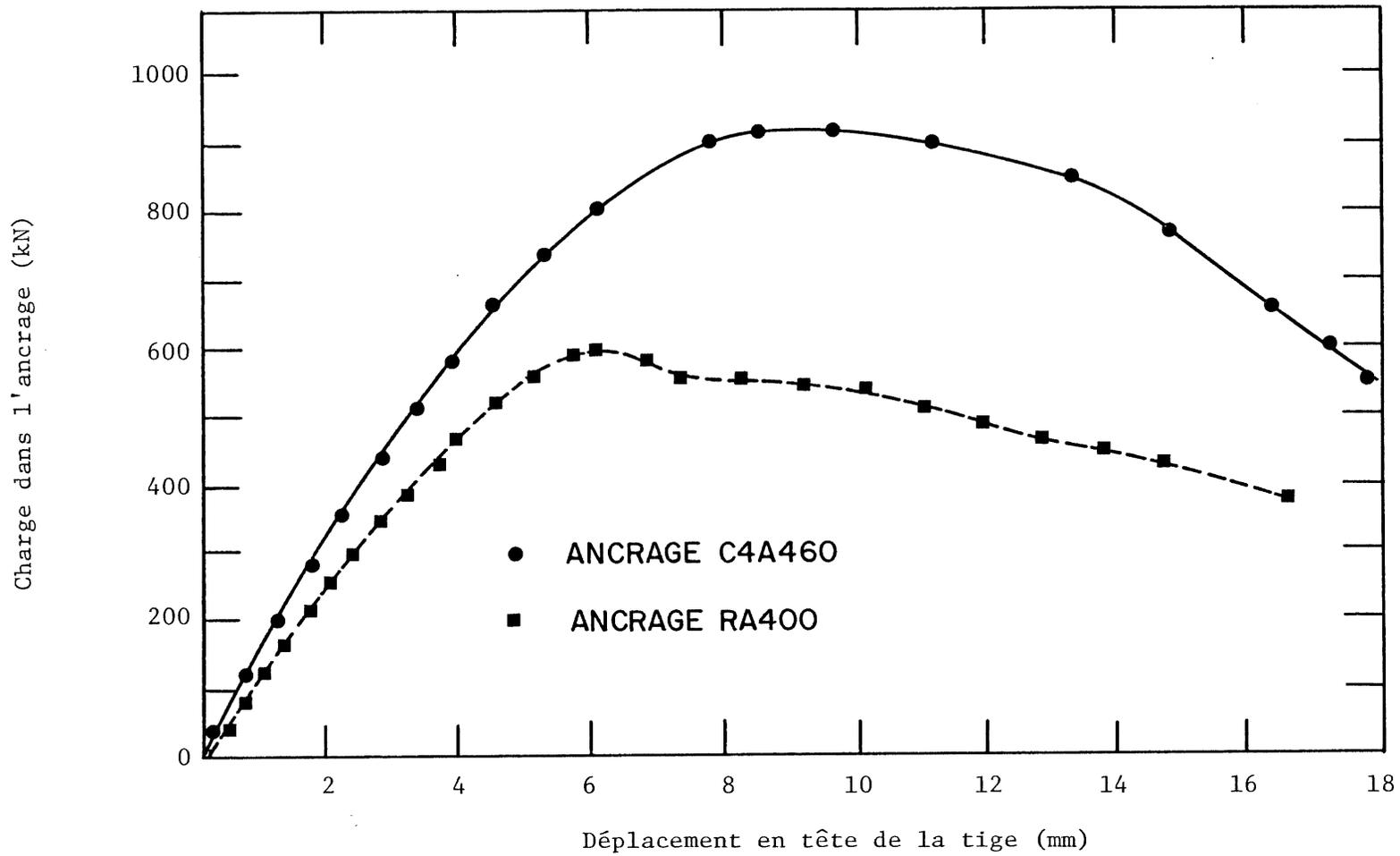


FIGURE 4.4 Détermination de la charge d'arrachement ou de rupture des ancrages

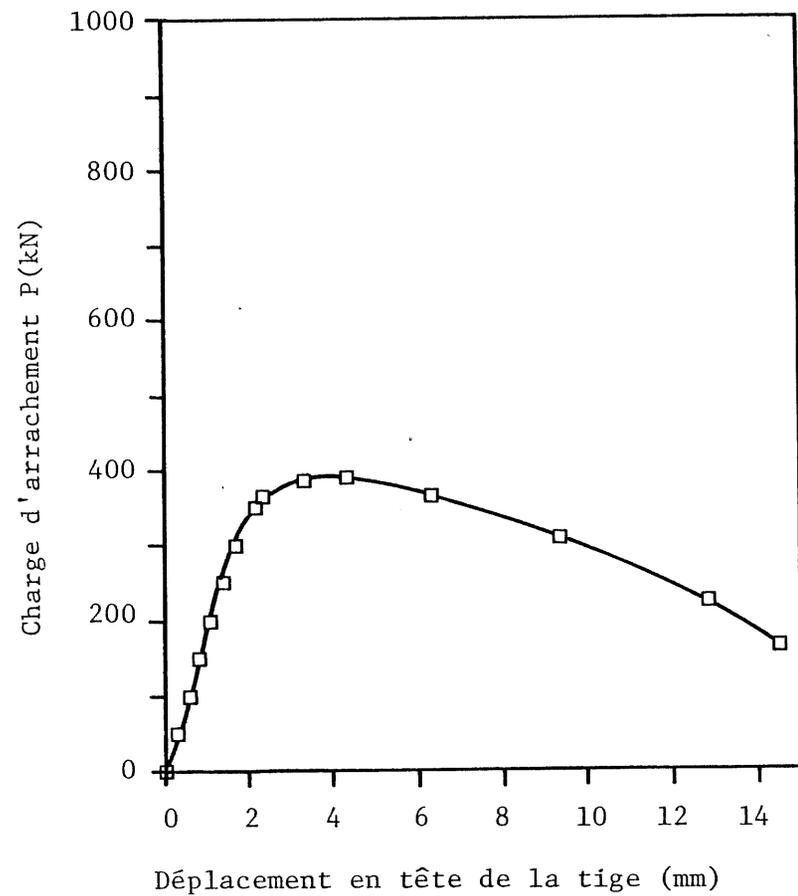
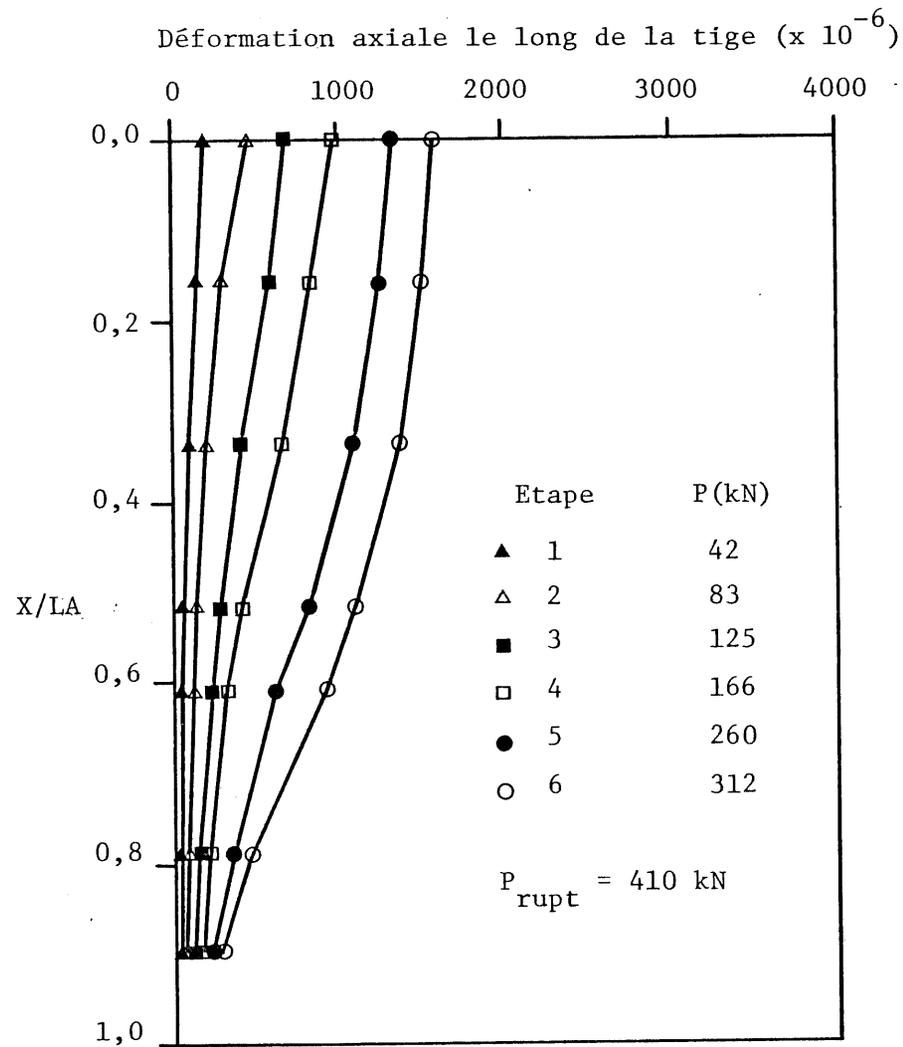


FIGURE 4.5 Distribution de la déformation axiale le long de la tige en fonction de la charge d'arrachement (C2AI260)

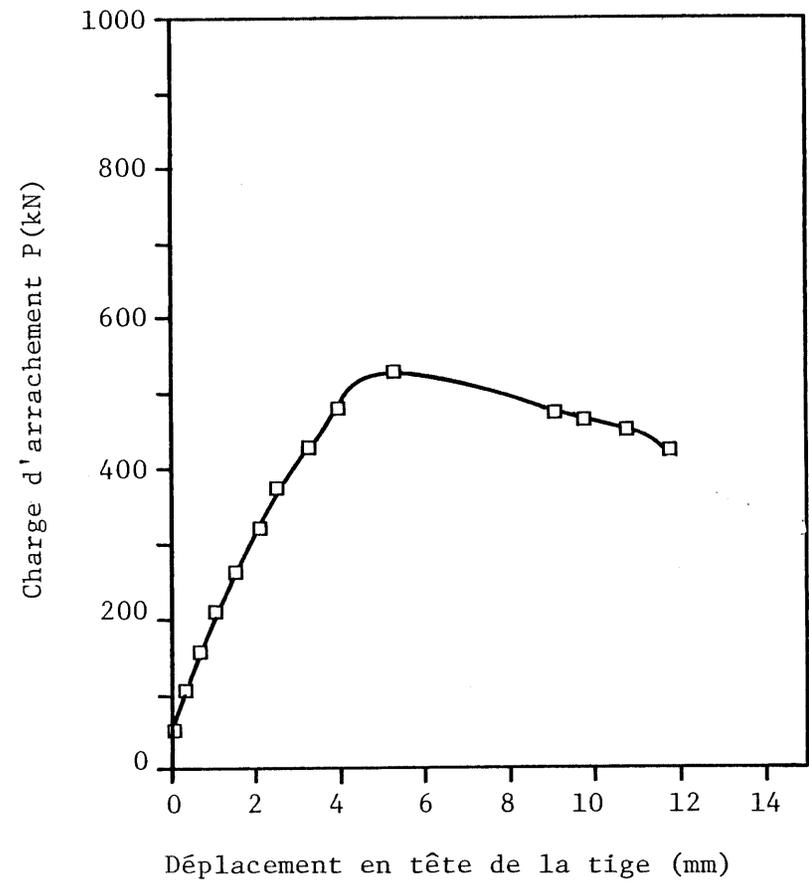
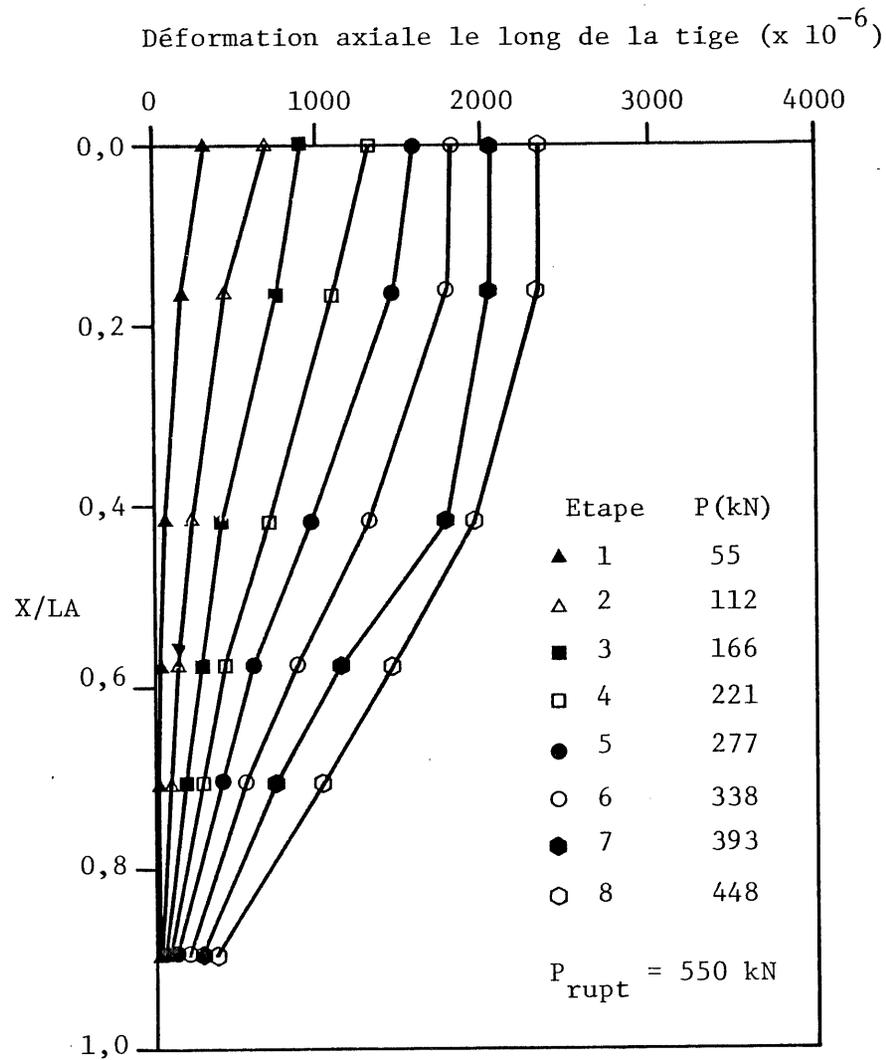


FIGURE 4.6 Distribution de la déformation axiale le long de la tige en fonction de la charge d'arrachement (C2A1350)

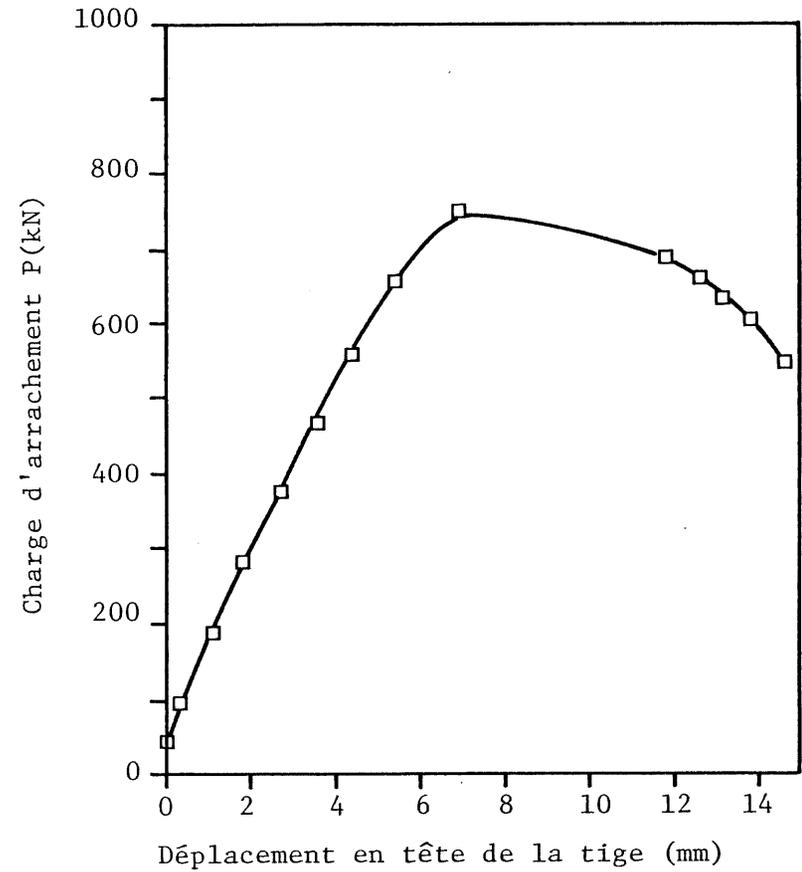
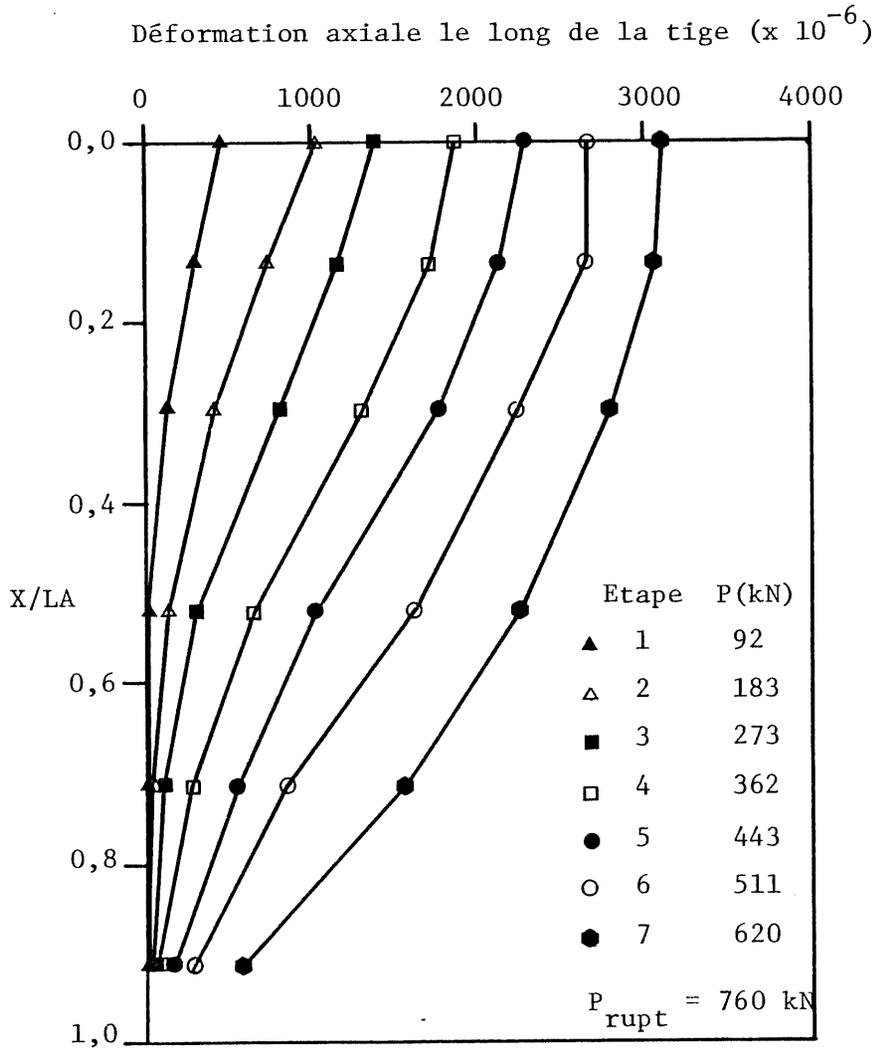


FIGURE 4.7 Distribution de la déformation axiale le long de la tige en fonction de la charge d'arrachement (C2AI500)

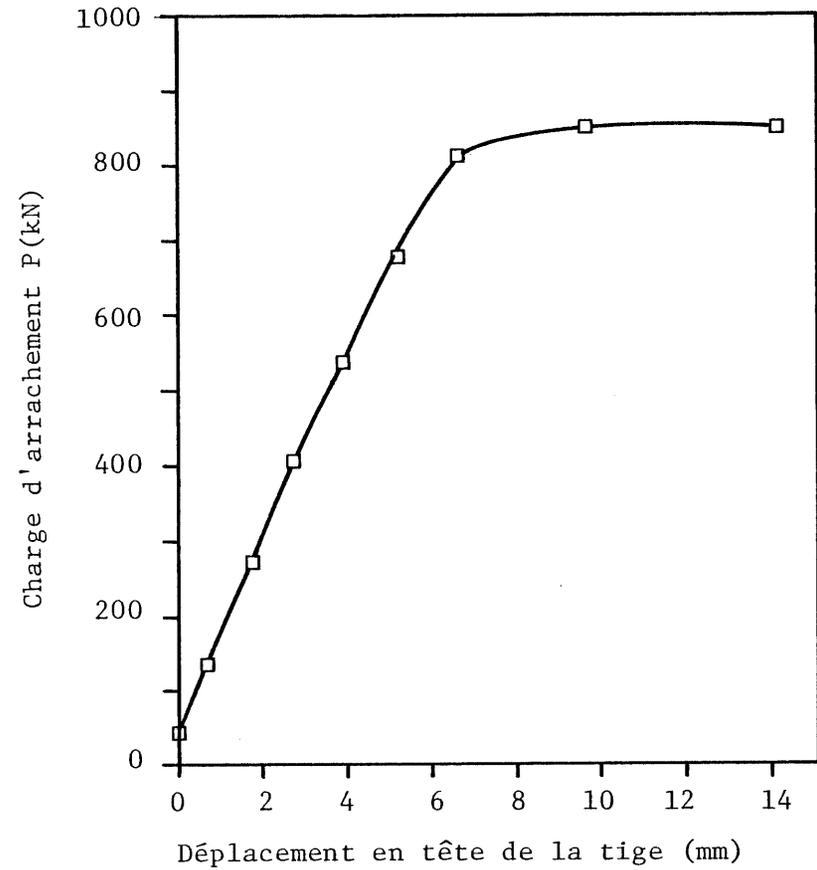
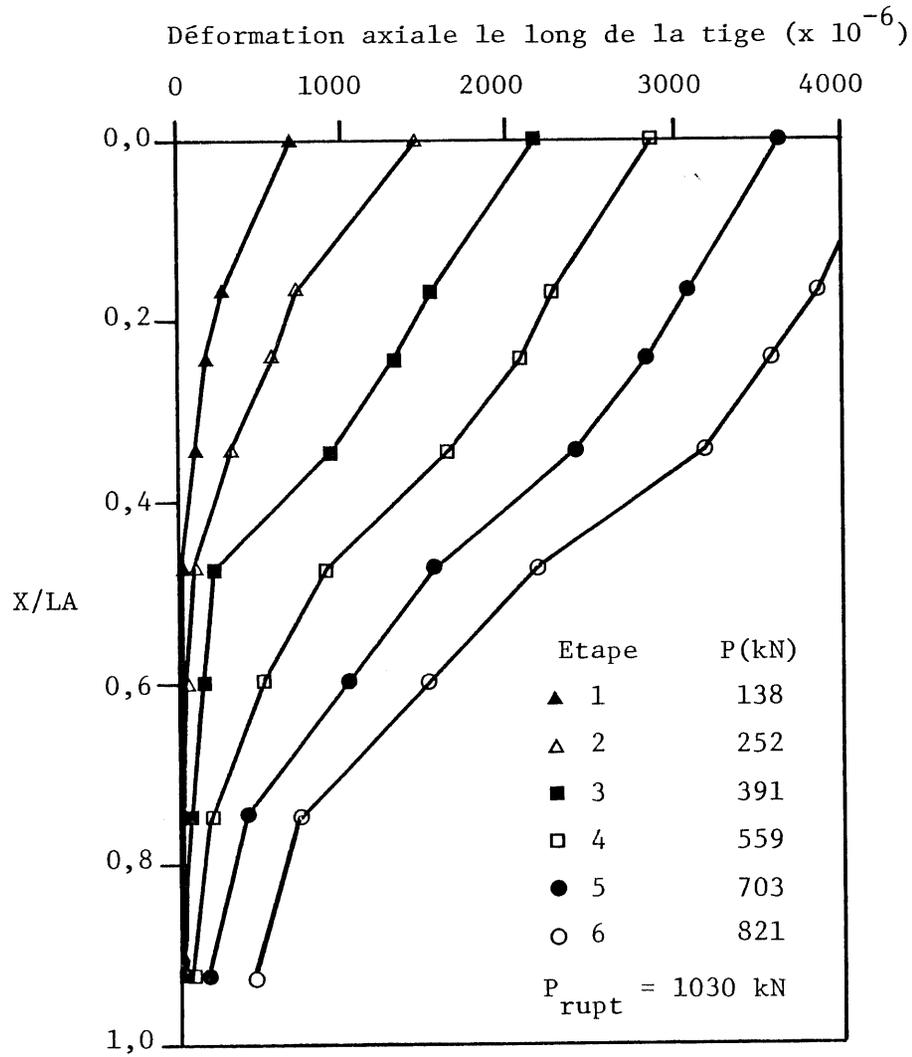


FIGURE 4.8 Distribution de la déformation axiale le long de la tige en fonction de la charge d'arrachement (C2AI710)

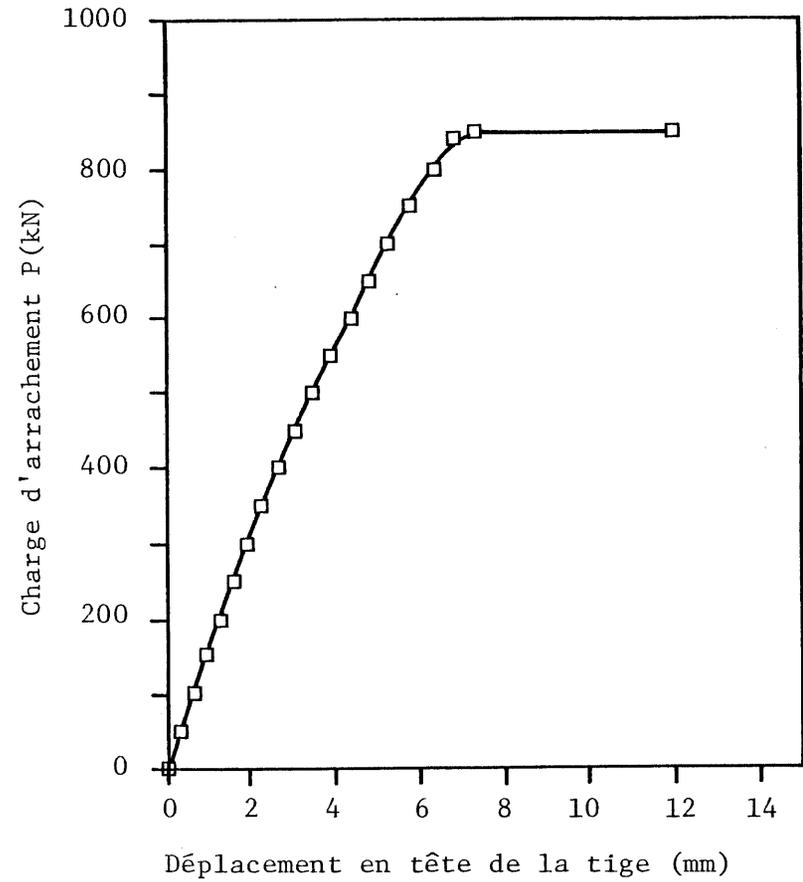
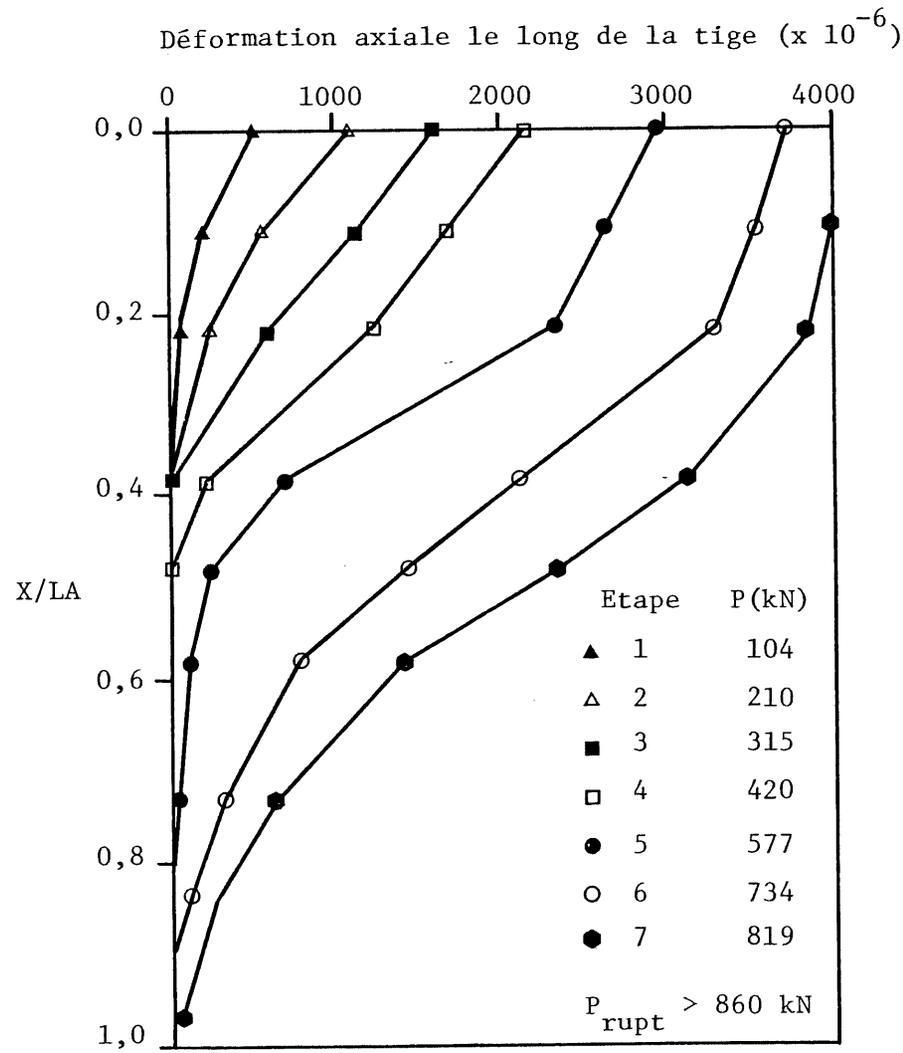


FIGURE 4.9 Distribution de la déformation axiale le long de la tige en fonction de la charge d'arrachement (C2AI1060)

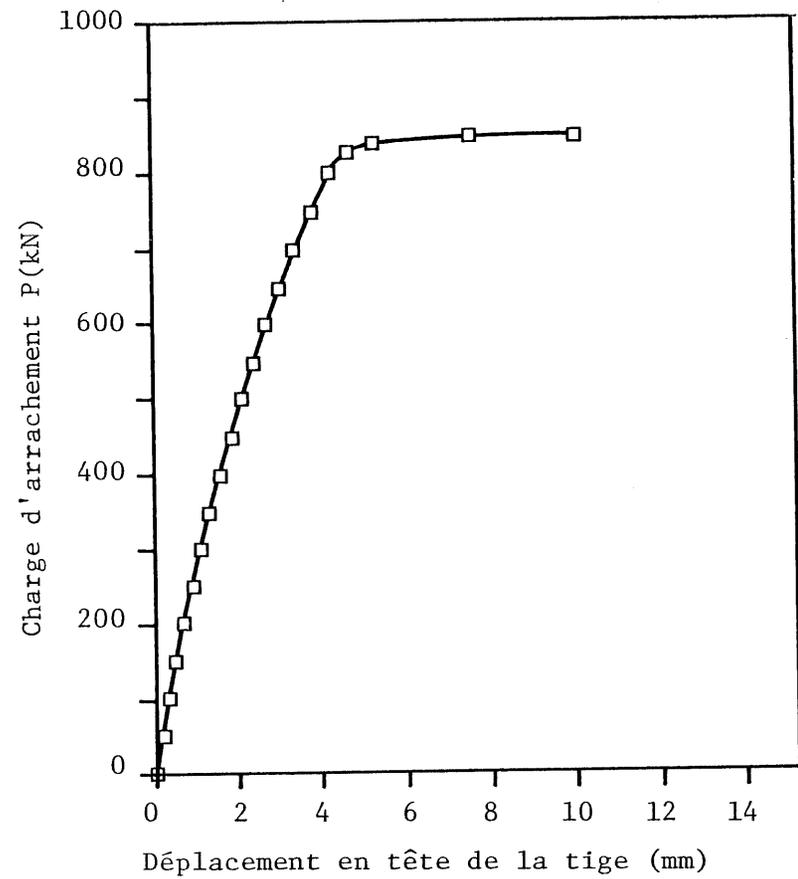
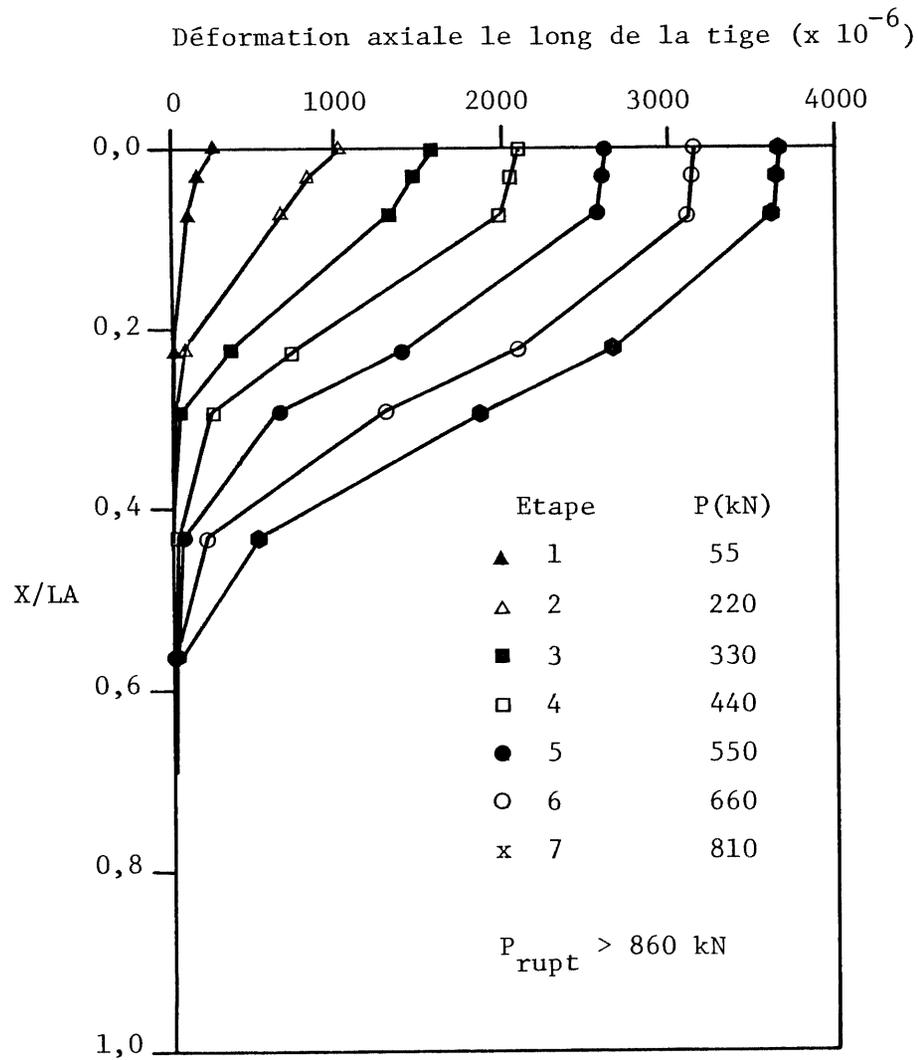


FIGURE 4.10 Distribution de la déformation axiale le long de la tige en fonction de la charge d'arrachement (C2A11510)

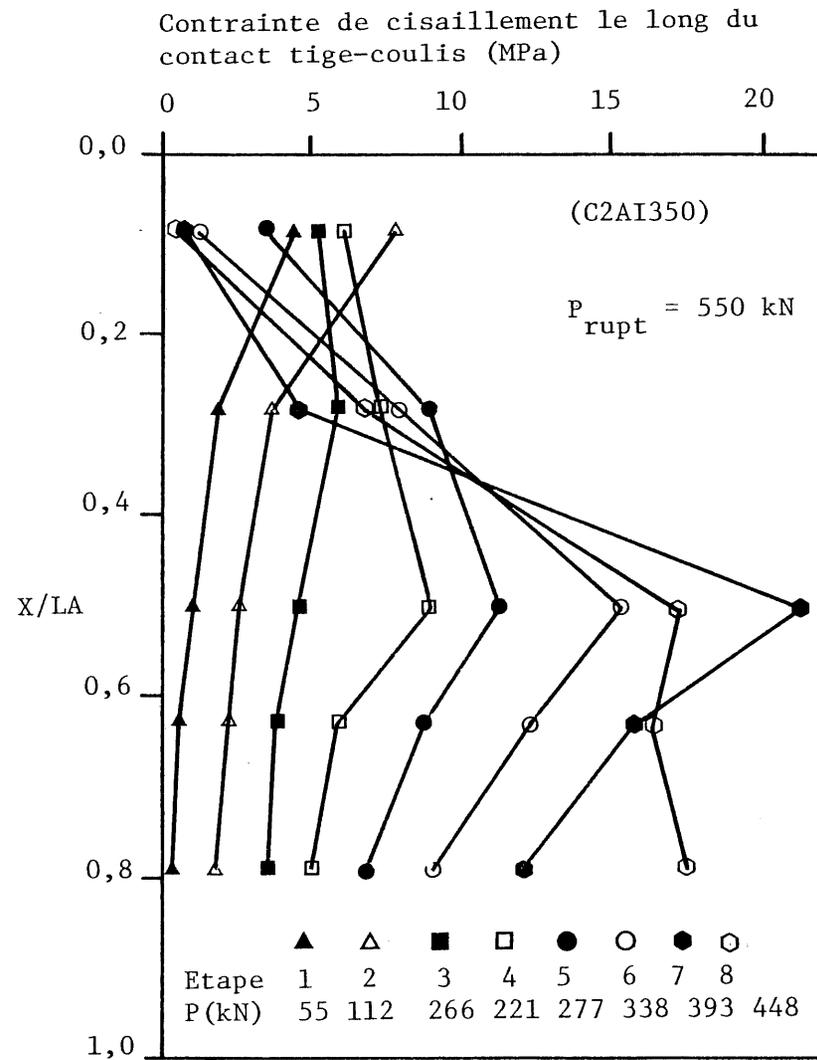
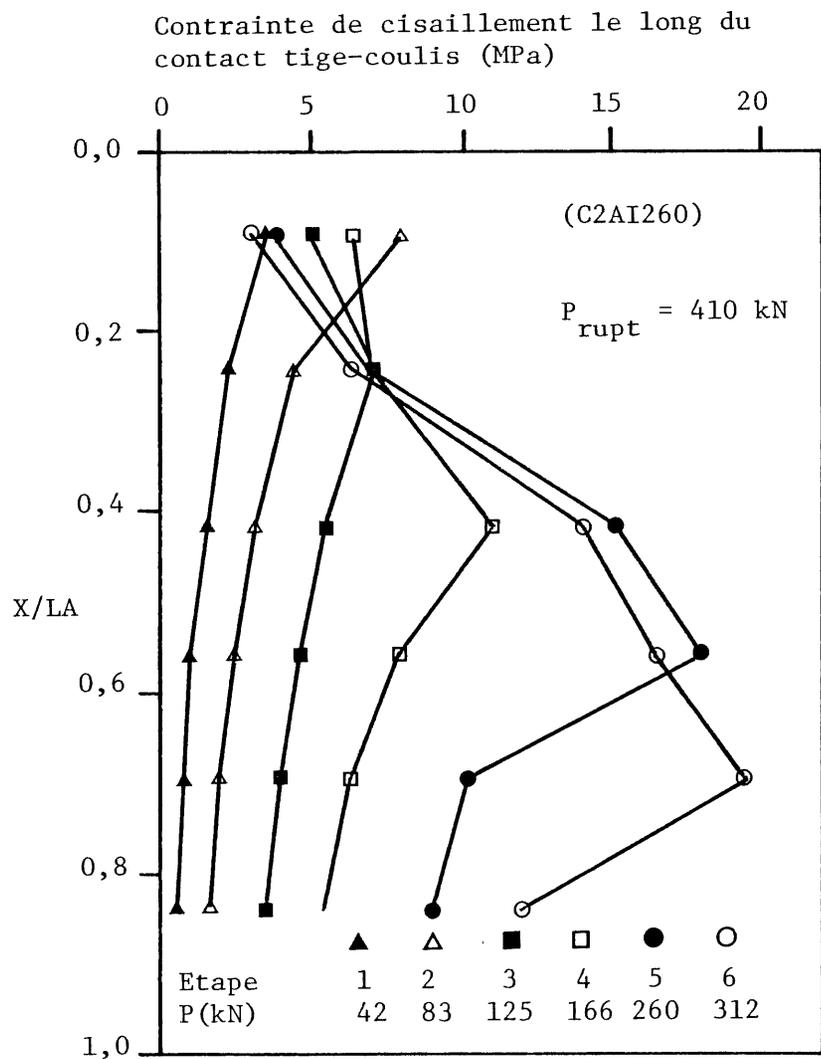


FIGURE 4.11 Distribution de la contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis en fonction de la charge d'arrachement (C2AI260 et C2AI350)

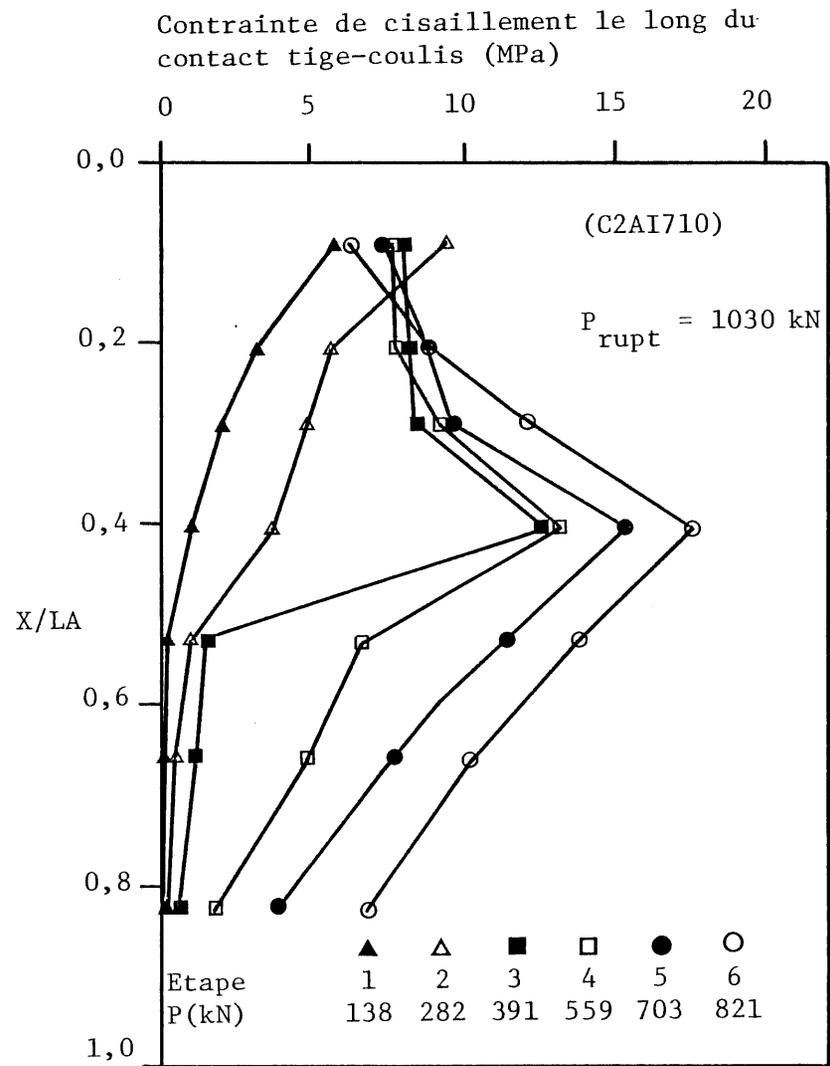
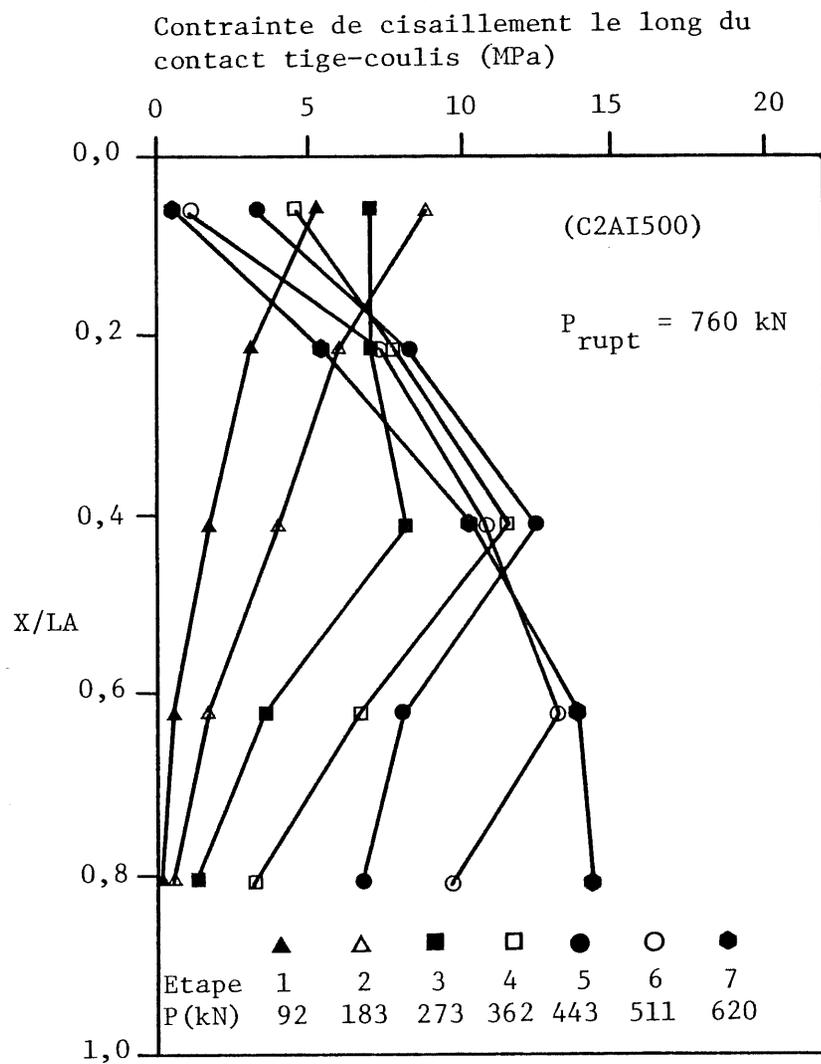


FIGURE 4.12 Distribution de la contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis en fonction de la charge d'arrachement (C2AI500 et C2AI710)

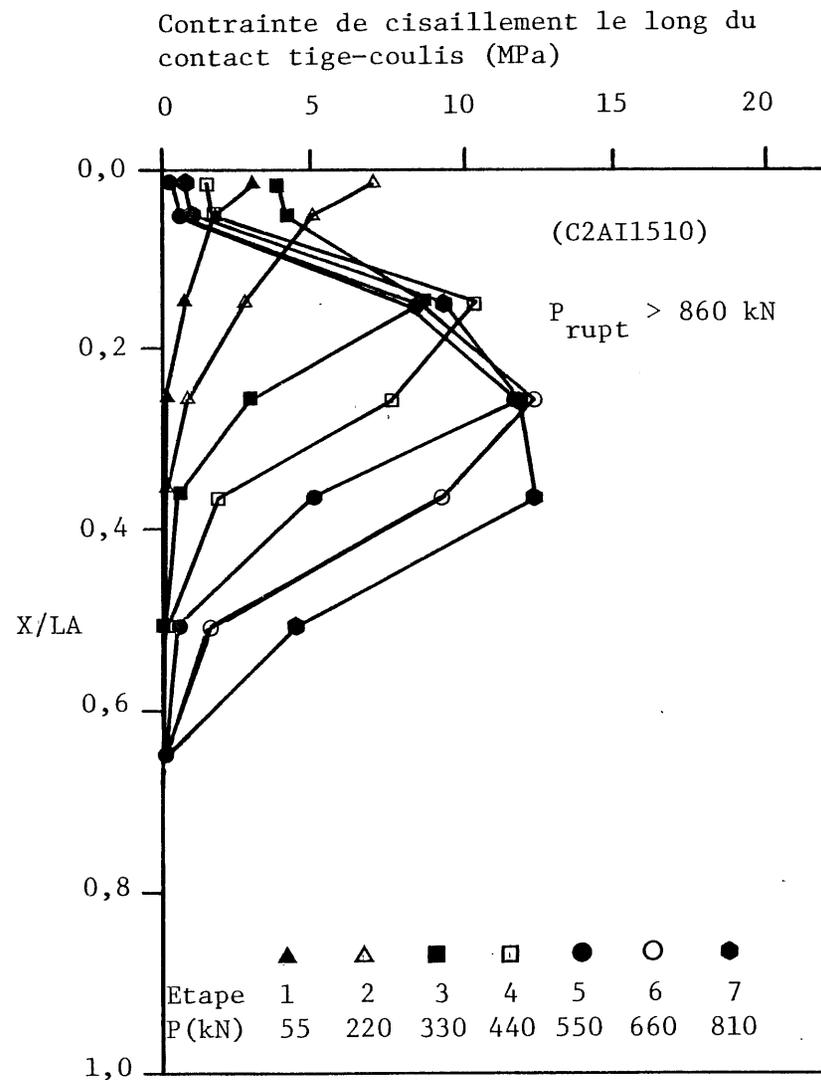
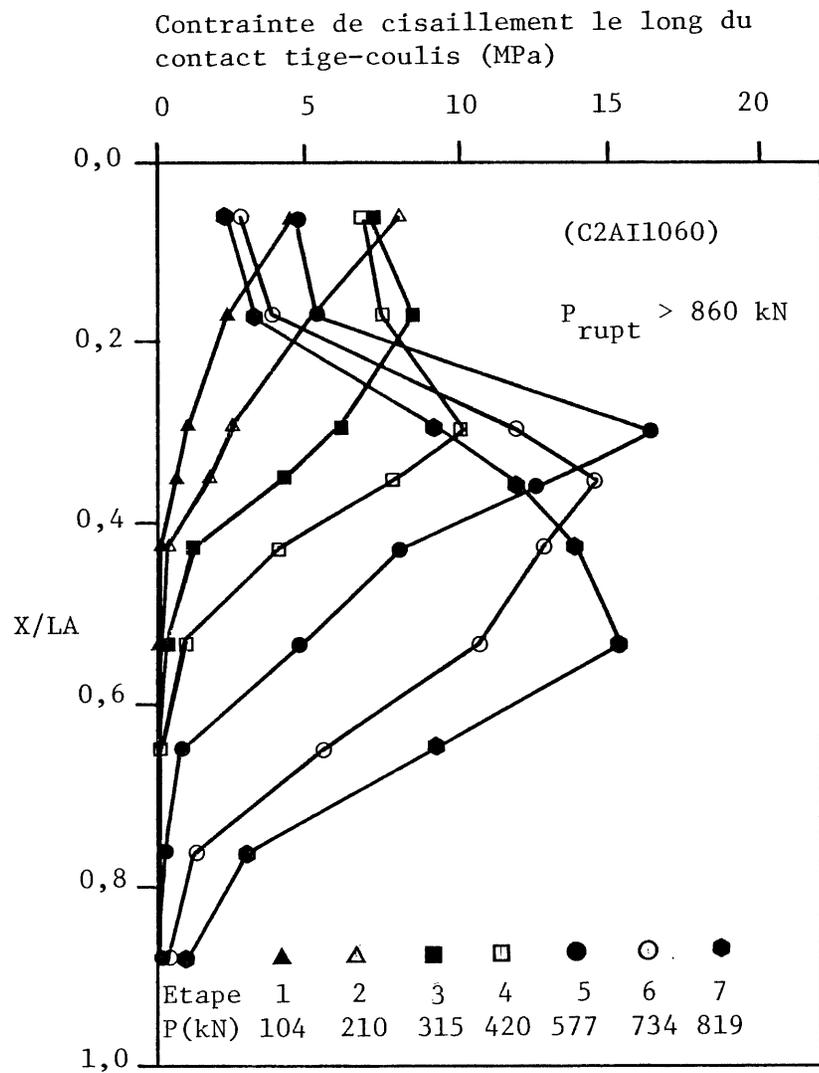
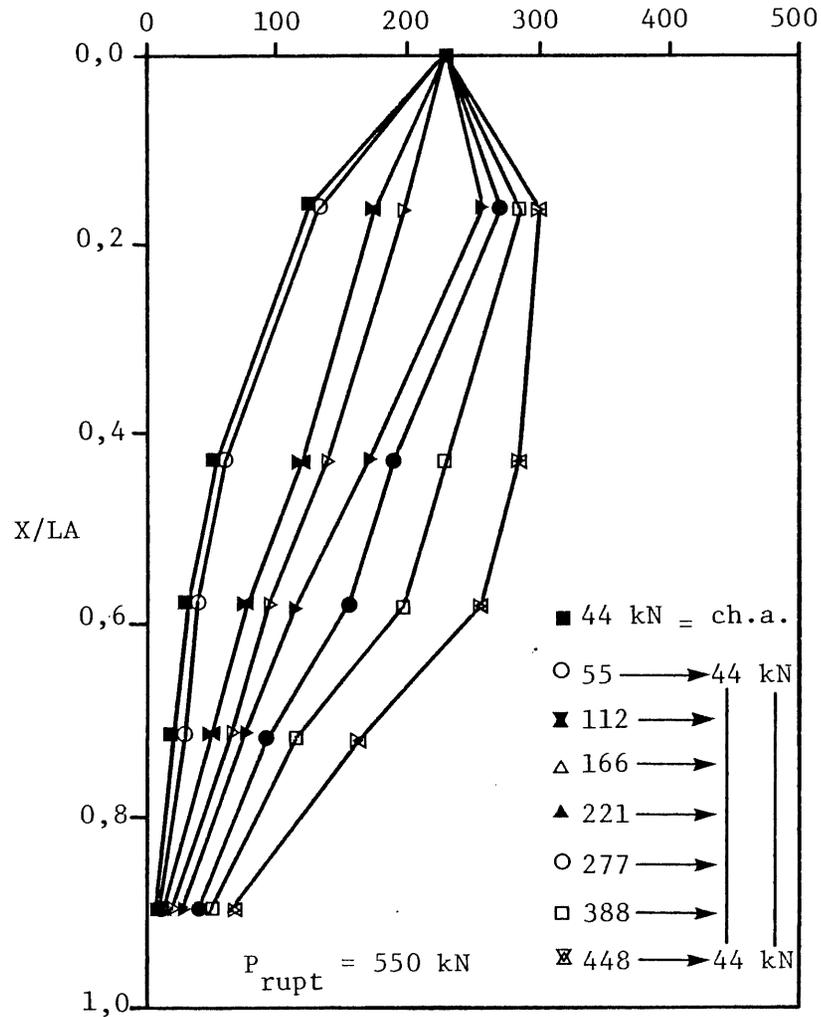


FIGURE 4.13 Distribution de la contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis en fonction de la charge d'arrachement (C2AI1060 et C2AI1510)

Déformation axiale le long de la tige au retour à la charge d'assise ( $\times 10^{-6}$ )



Contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis au retour à la charge d'assise (MPa)

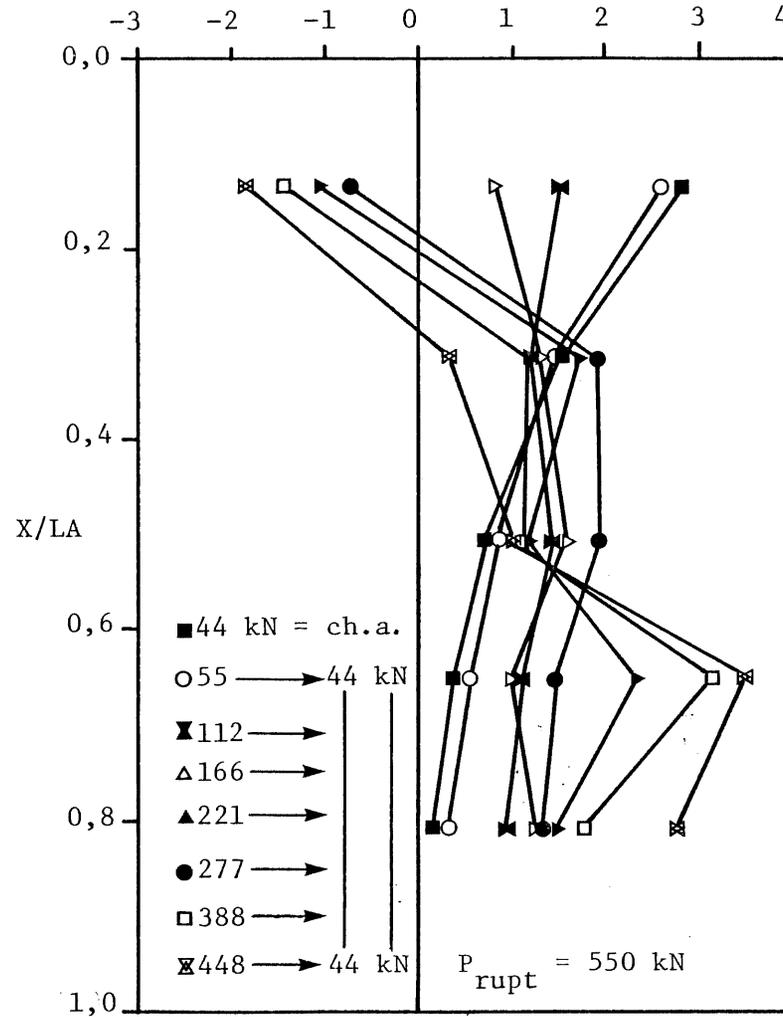


FIGURE 4.14 Distributions de la déformation axiale le long de la tige et de la contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis au retour à la charge d'assise (C2AI350)

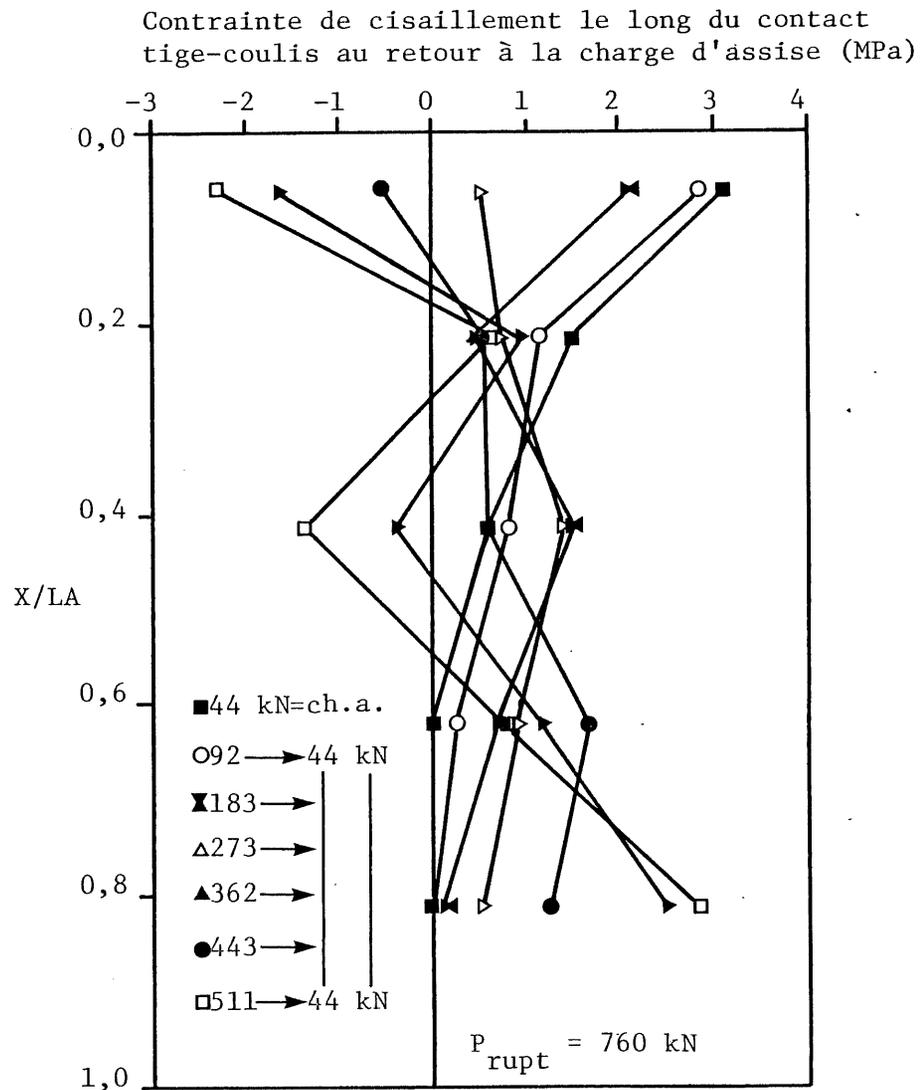
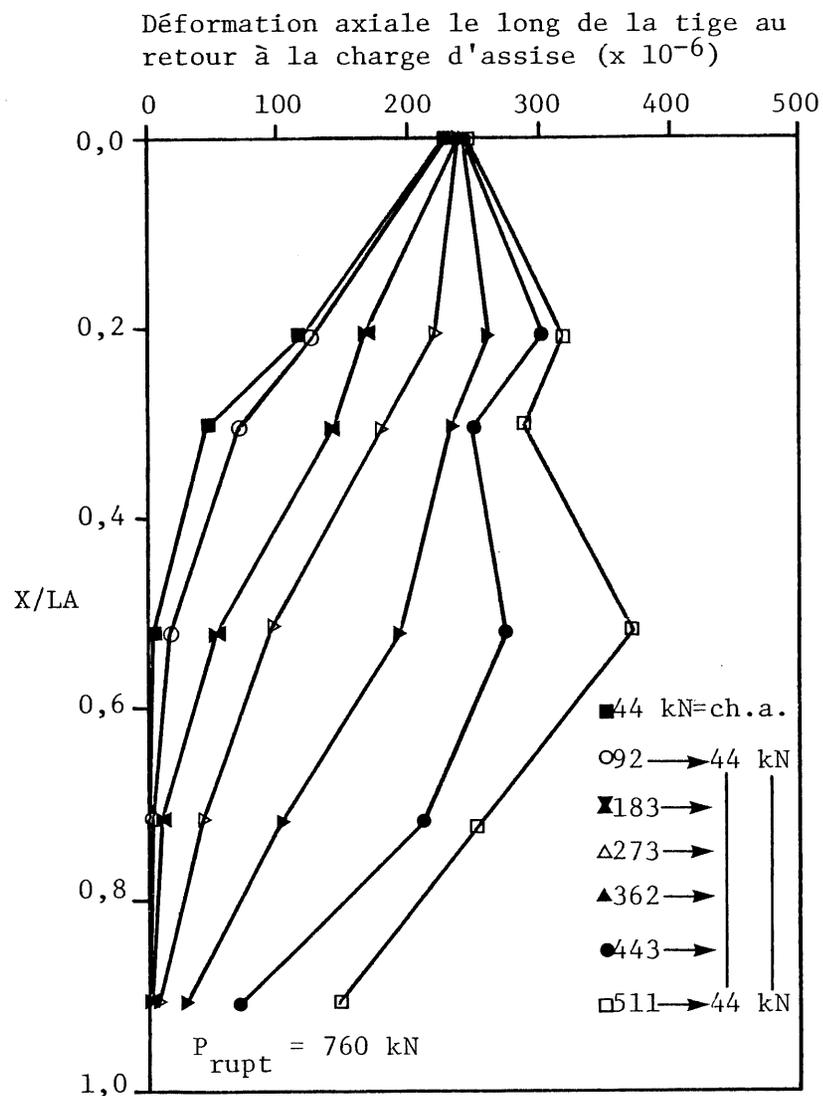
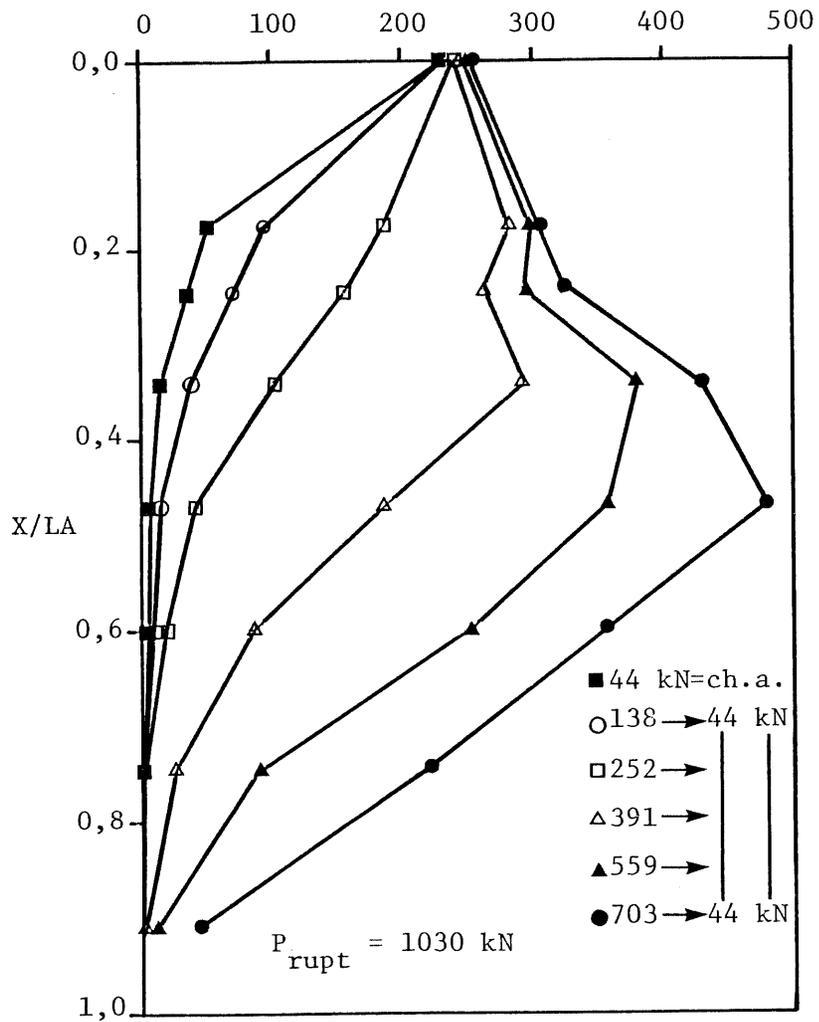


FIGURE 4.15 Distributions de la déformation axiale le long de la tige et de la contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis au retour à la charge d'assise (C2AI500)

Déformation axiale le long de la tige au retour à la charge d'assise ( $\times 10^{-6}$ )



Contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis au retour à la charge d'assise (MPa)

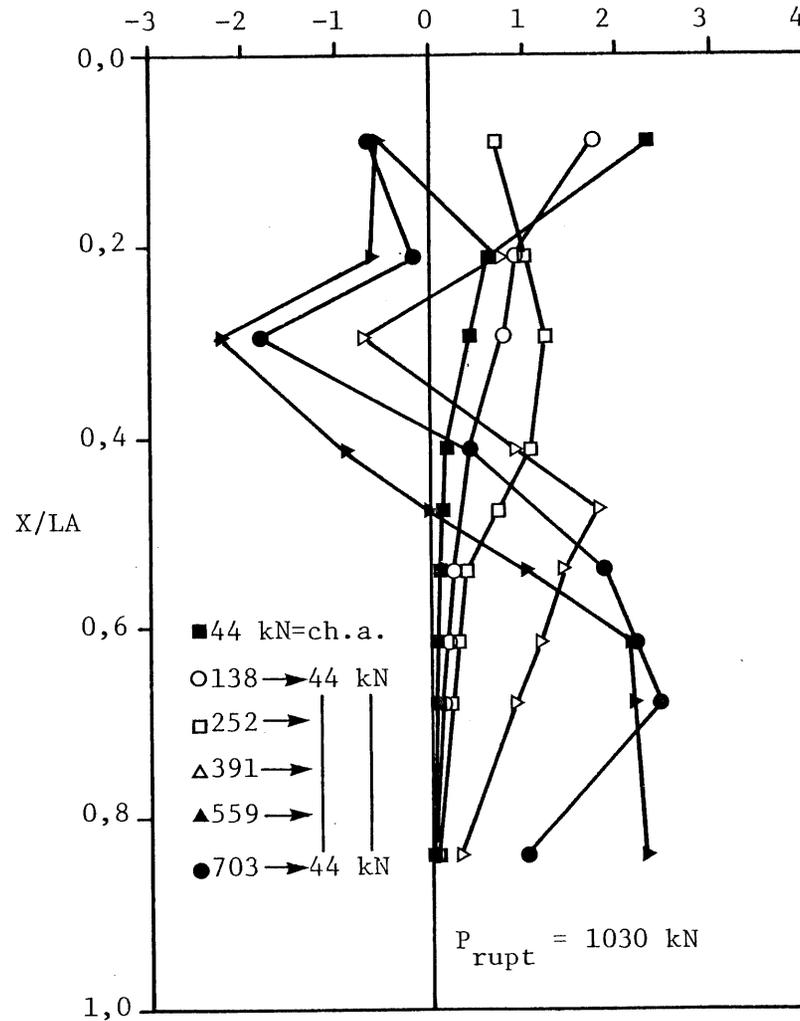


FIGURE 4.16 Distributions de la déformation axiale le long de la tige et de la contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis au retour à la charge d'assise (C2AI710)

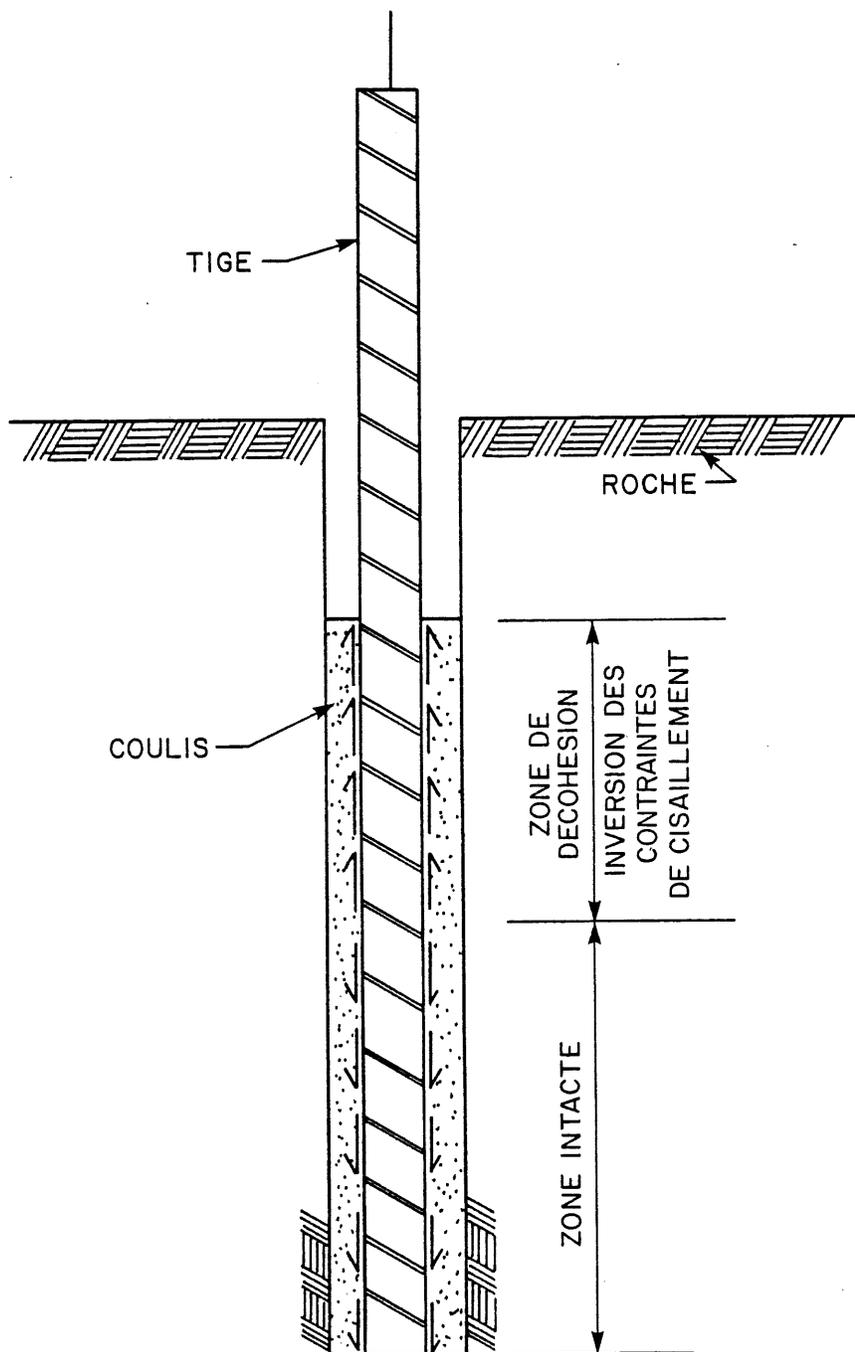


FIGURE 4.17 Mécanisme probable d'inversion des contraintes de cisaillement

# ESSAIS DE FLUAGE

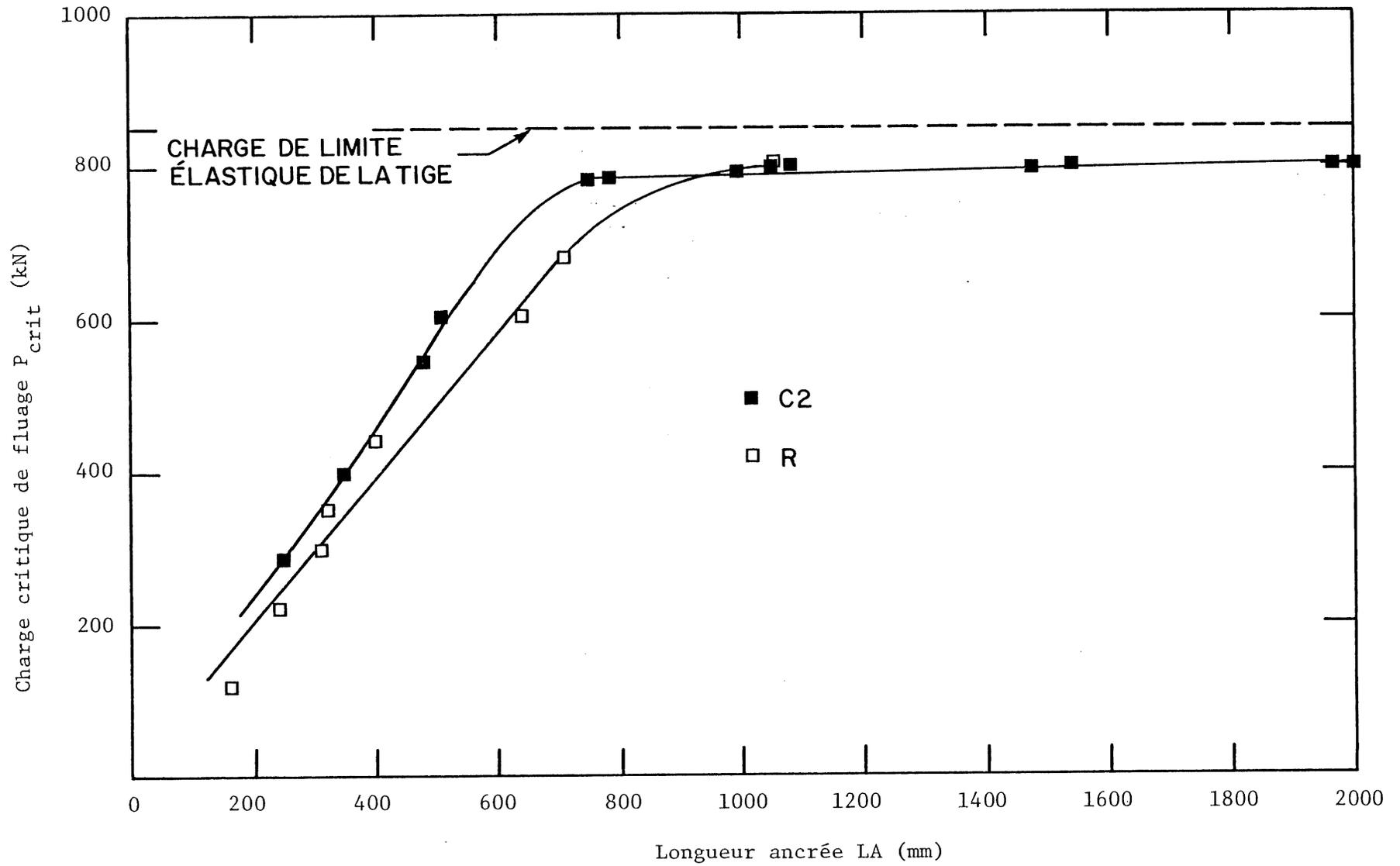


FIGURE 4.18 Charge critique de fluage en fonction de la longueur ancrée

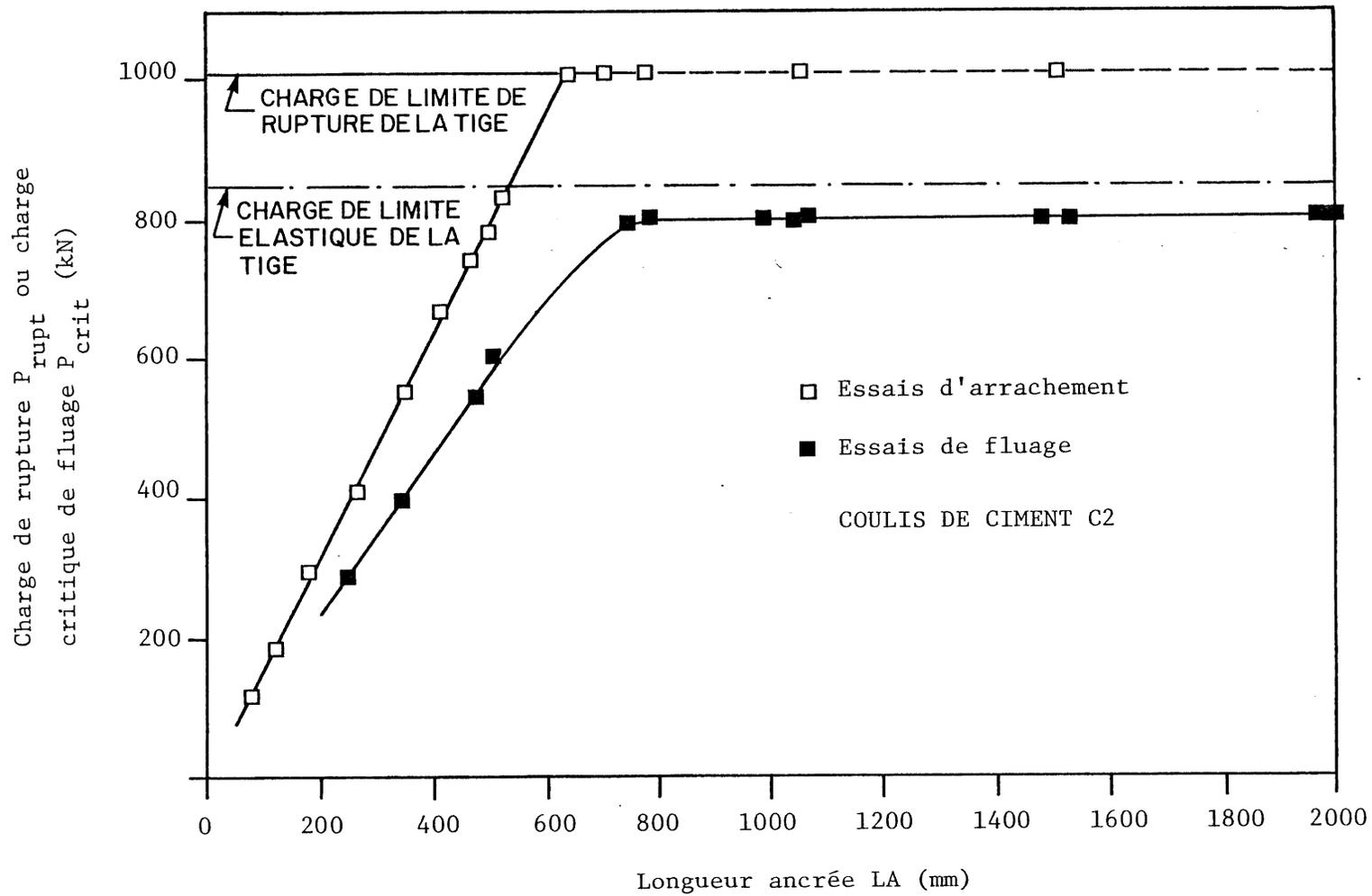


FIGURE 4.19 Charge critique de fluage versus charge de rupture pour les ancrages injectés avec le coulis de ciment C2

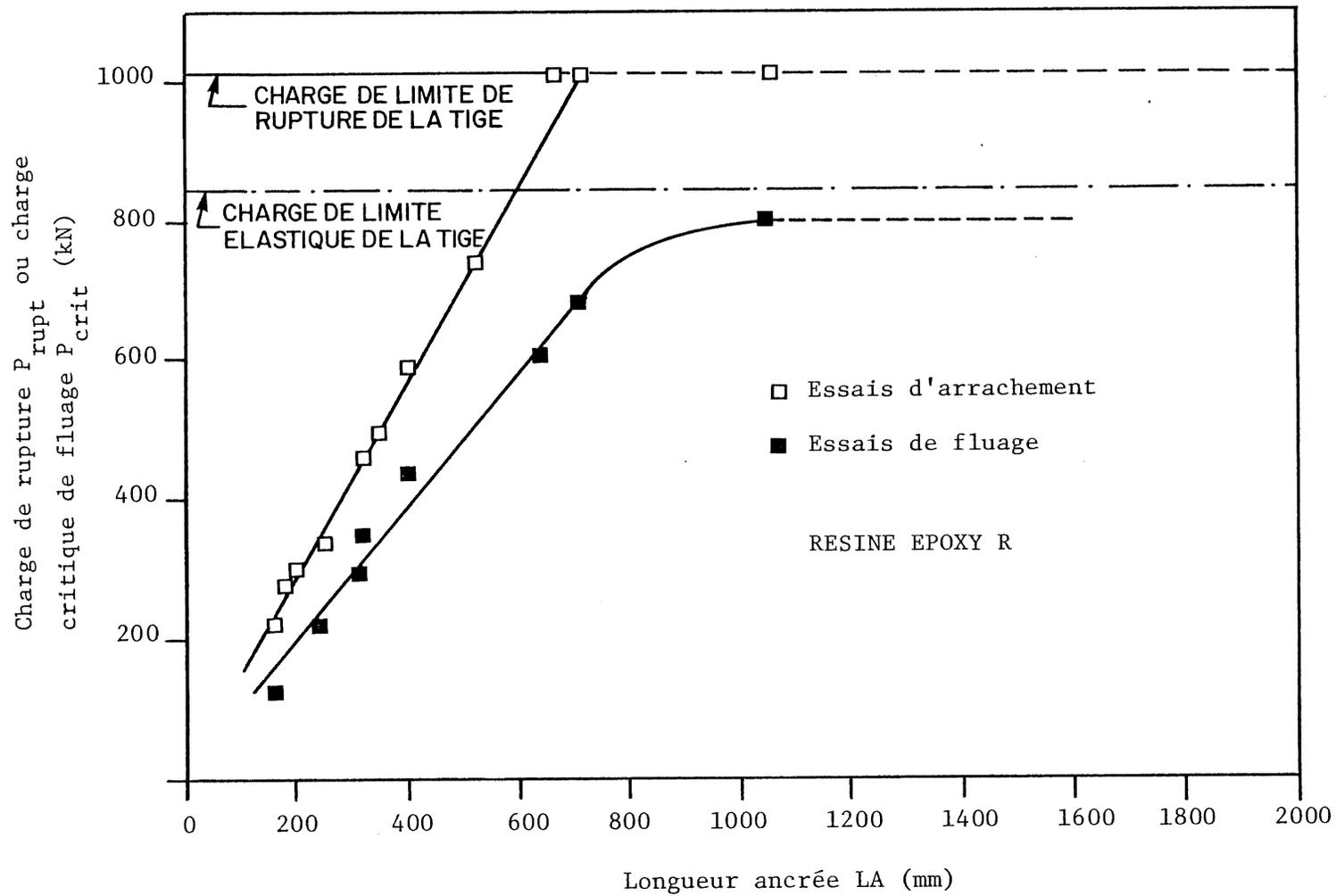


FIGURE 4.20 Charge critique de fluage versus charge de rupture pour les ancrages injectés avec la résine époxy R

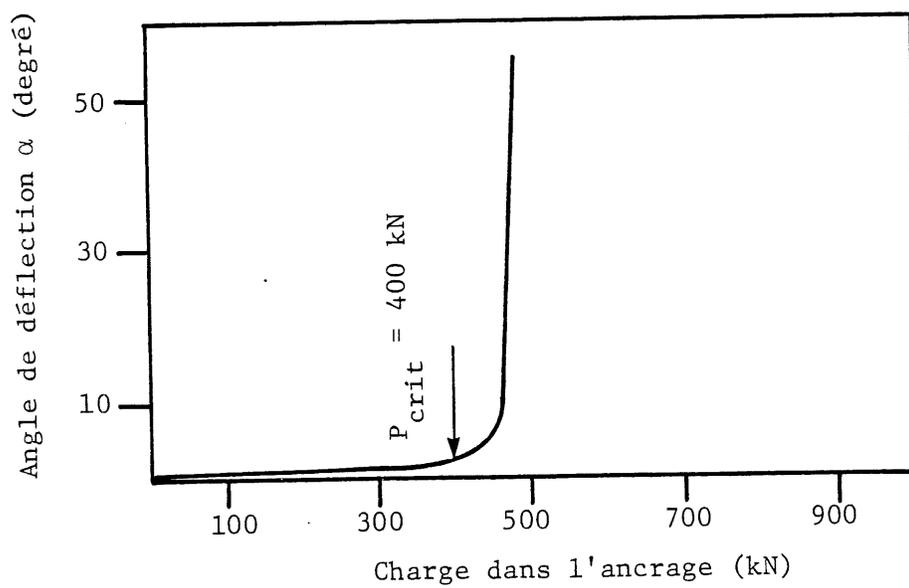
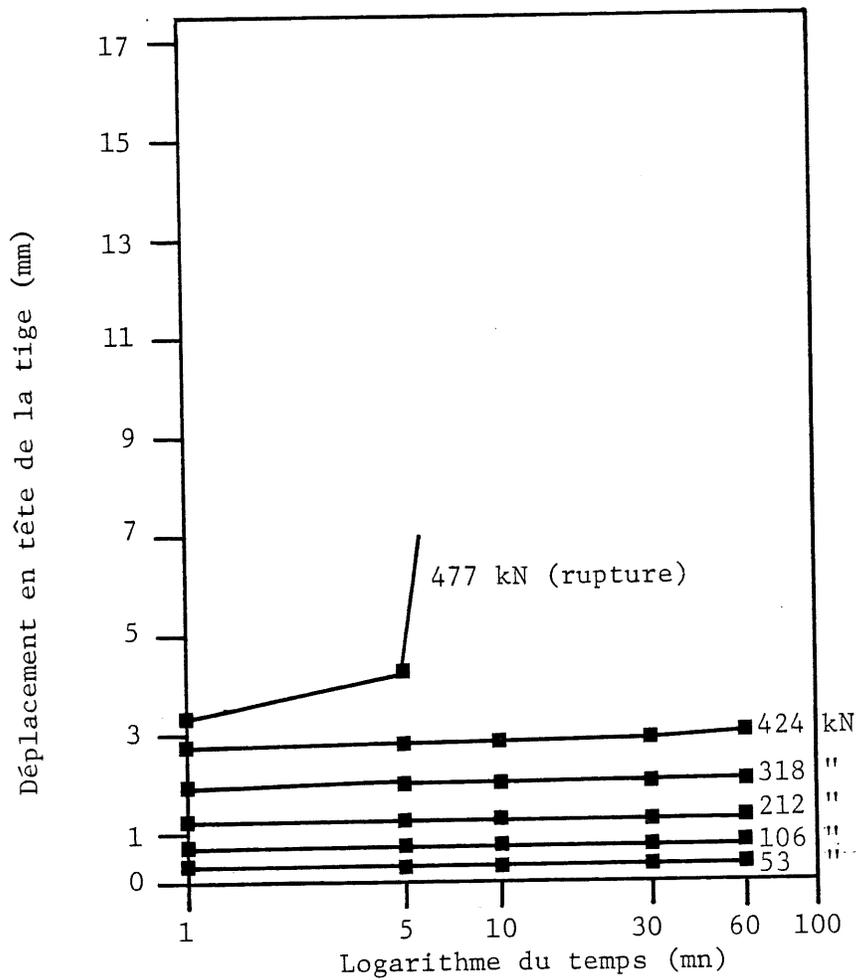


FIGURE 4.21 Résultats typiques d'un essai de fluage (C2F350)

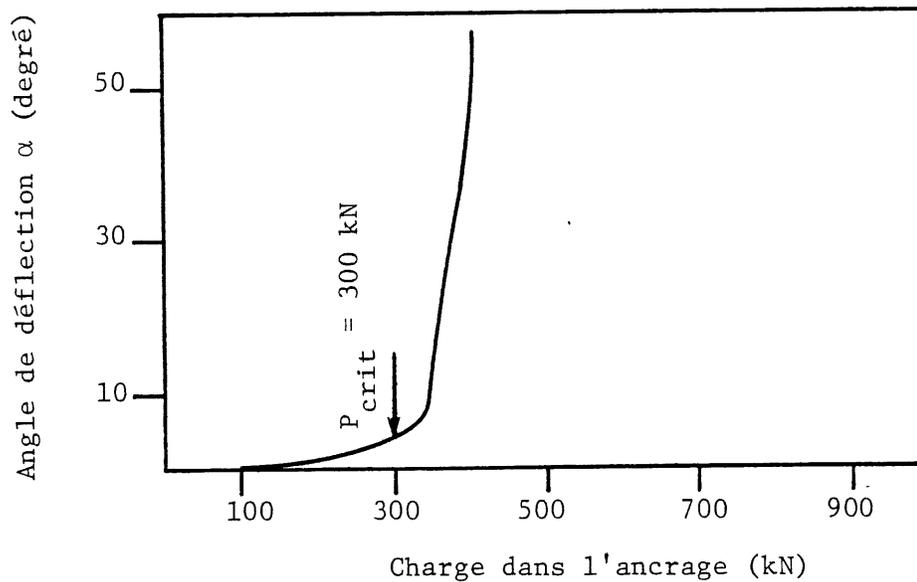
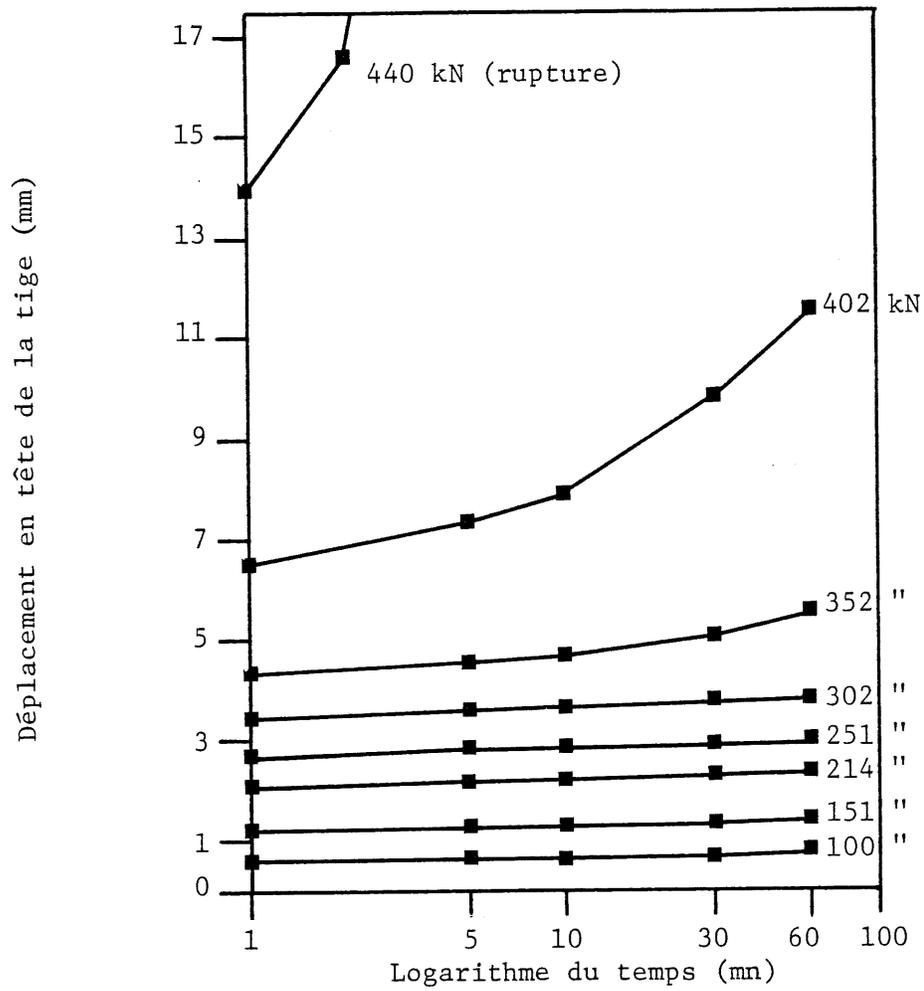
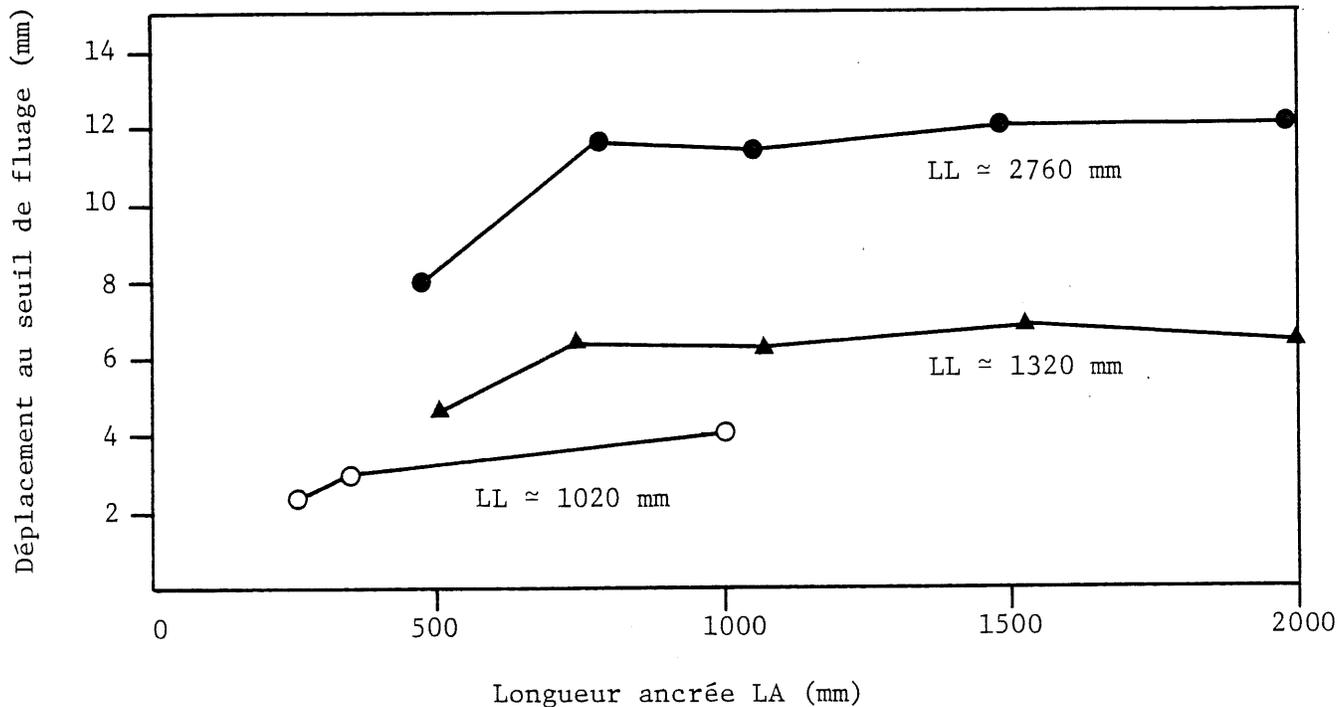


FIGURE 4.22 Résultats typiques d'un essai de fluage (RF320)

## (a) COULIS C2



## (b) RÉSINE R

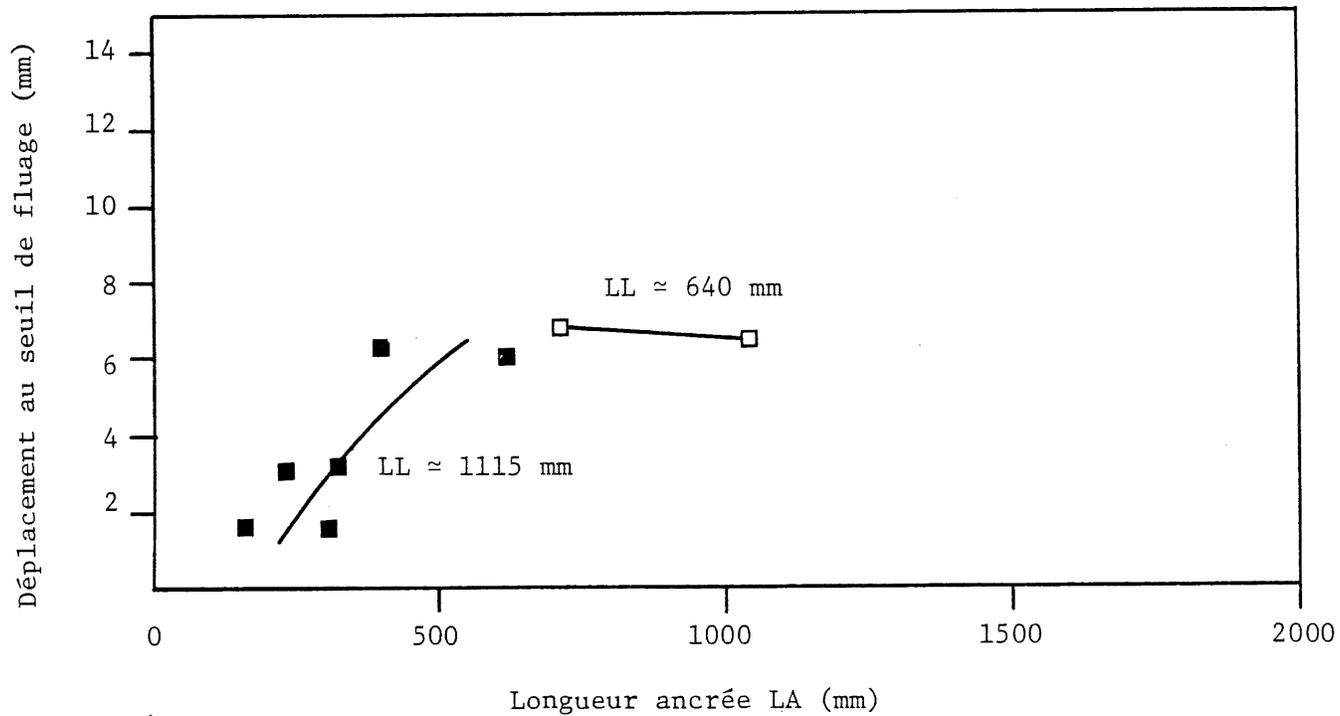


FIGURE 4.23 Longueur ancrée versus déplacement au seuil de fluage

Contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis (MPa)

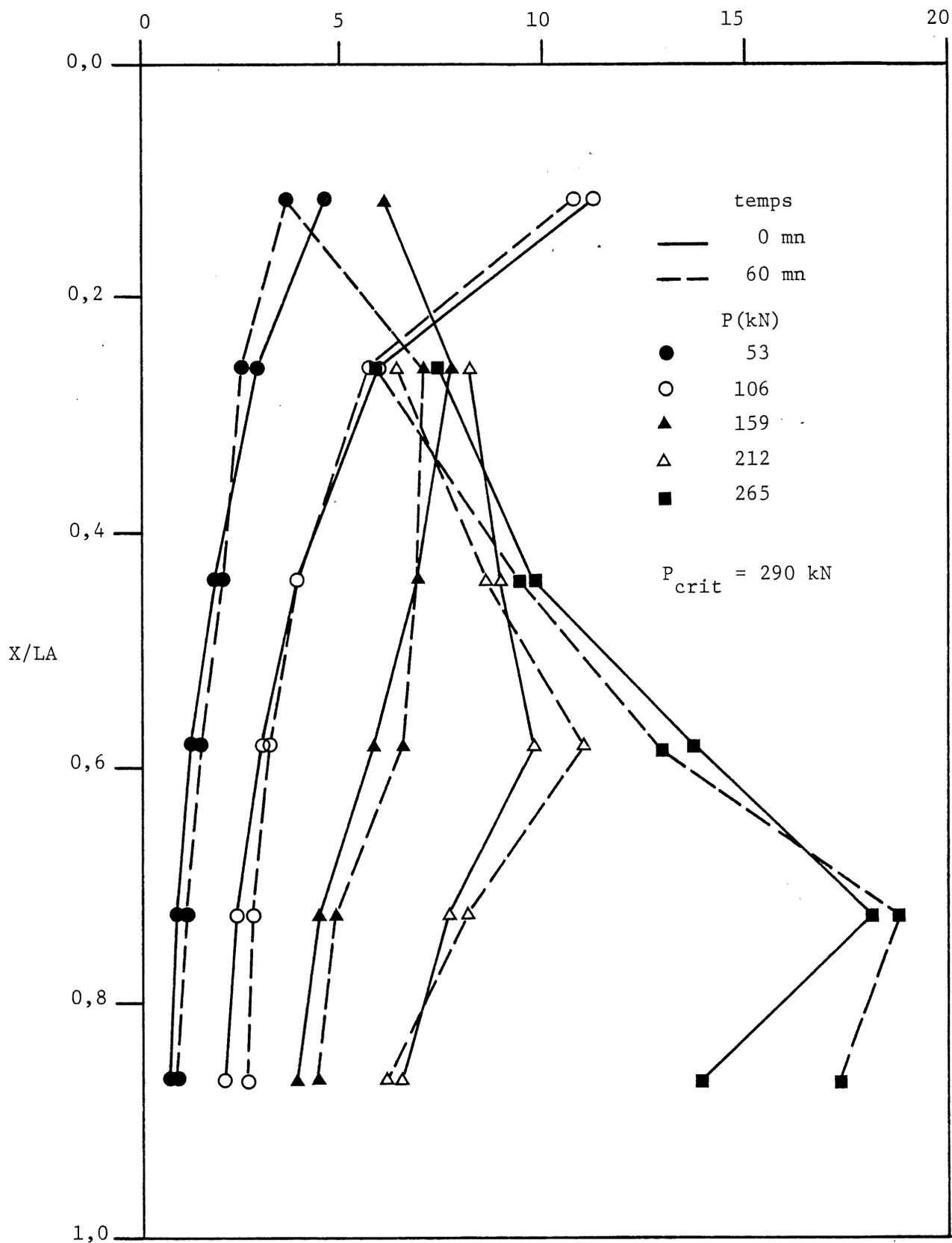


FIGURE 4.24 Distribution des contraintes de cisaillement le long du contact tige-coulis pour un essai de fluage (C2FI250)

Contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis (MPa)

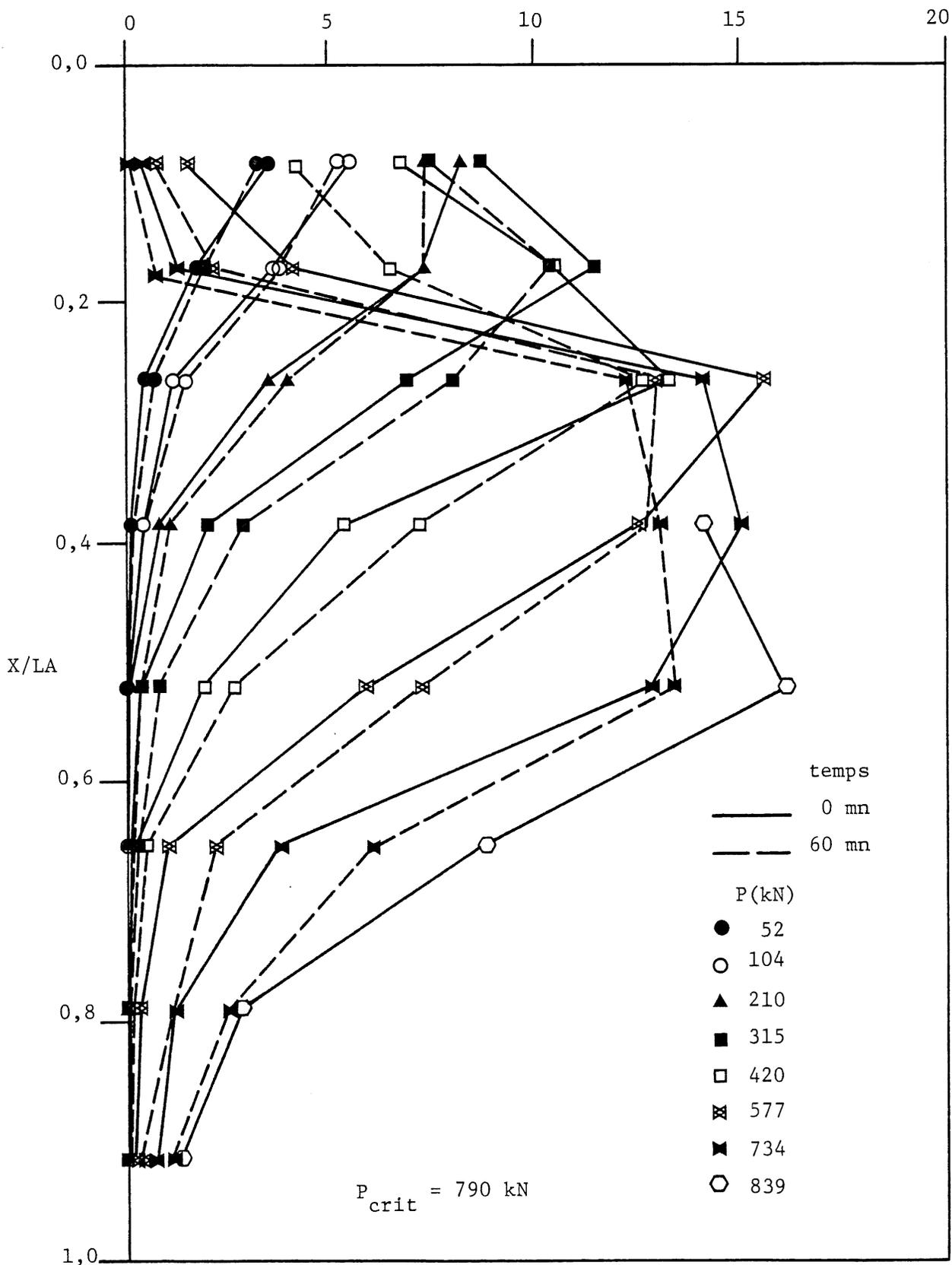


FIGURE 4.25 Distribution des contraintes de cisaillement le long du contact tige-coulis pour un essai de fluage (C2FI1000)

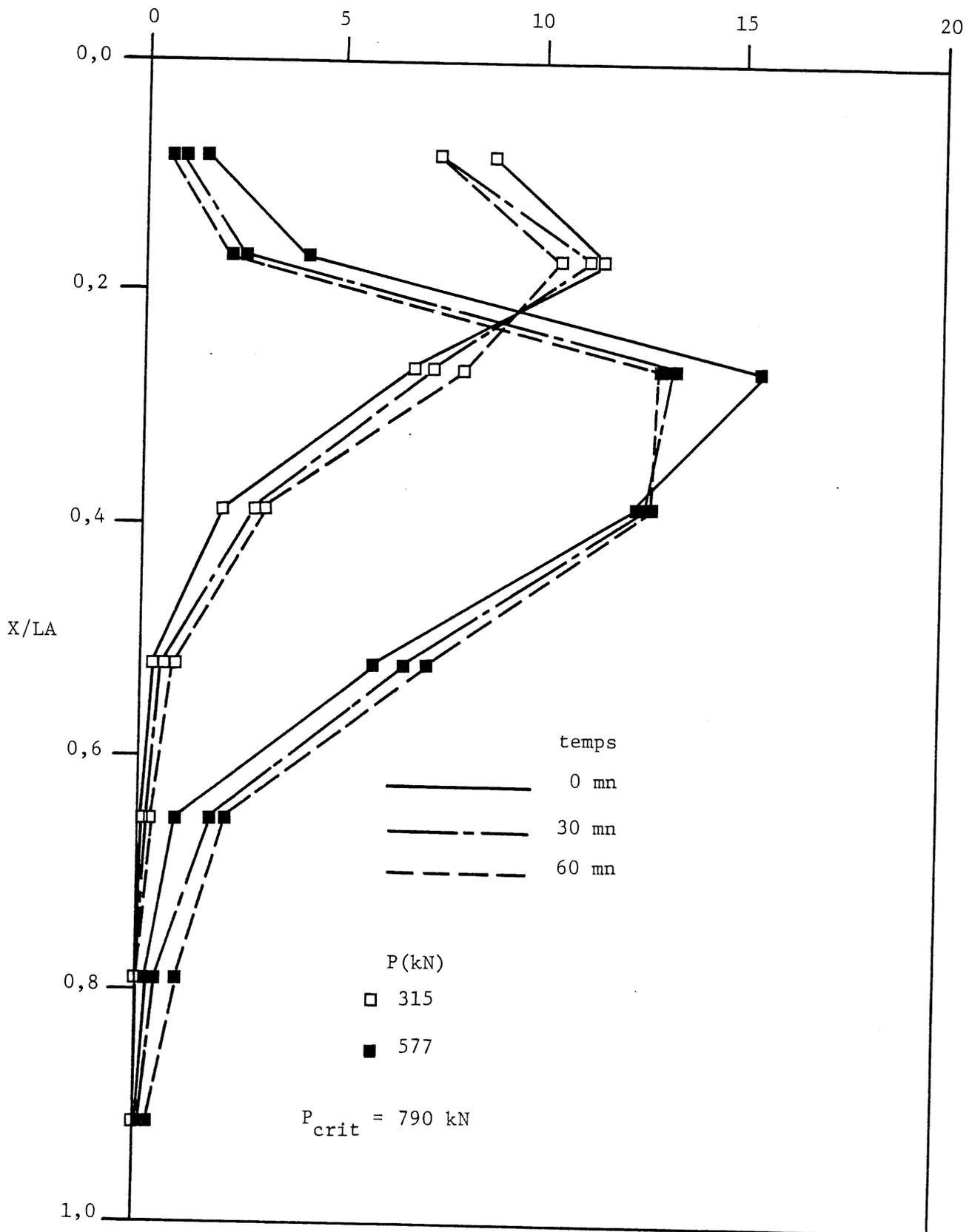


FIGURE 4.26 Distribution des contraintes de cisaillement le long du contact tige-coulis pour un essai de fluage (C2FI1000)

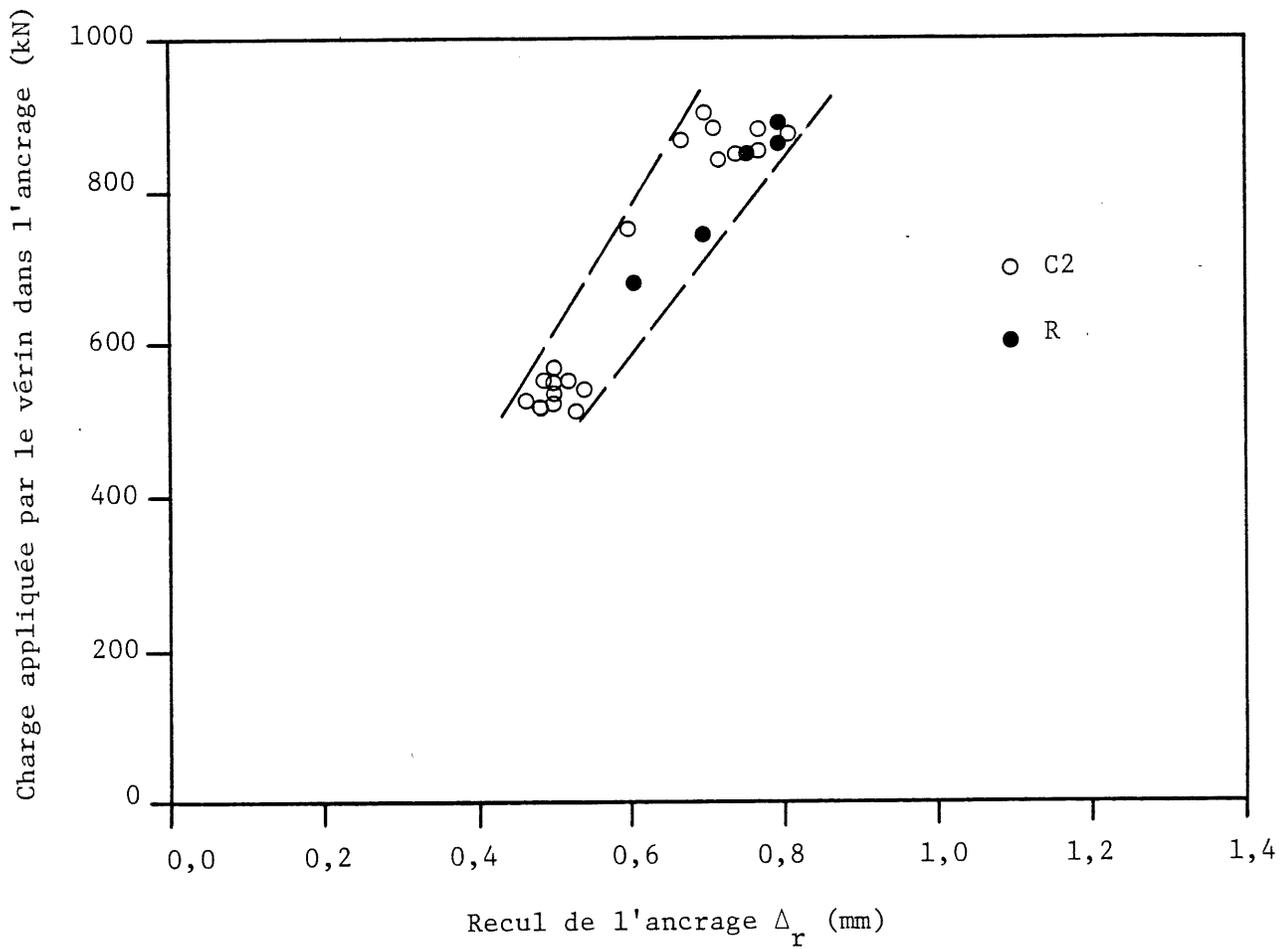


FIGURE 4.27 Recul de l'ancrage versus charge appliquée par le vérin dans l'ancrage

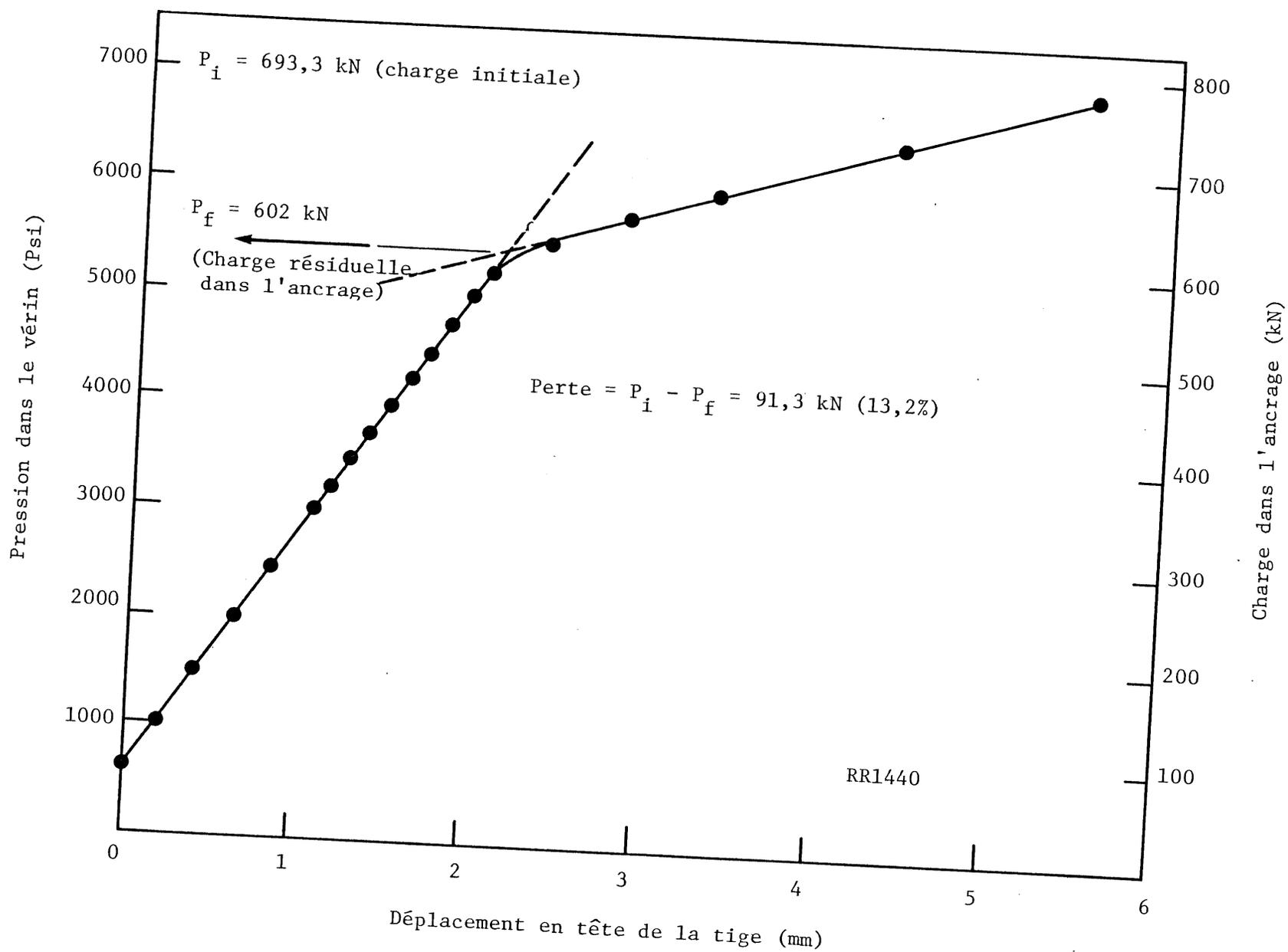


FIGURE 4.28 Exemple typique de la détermination de la charge résiduelle dans un ancrage préalablement tensionné et bloqué

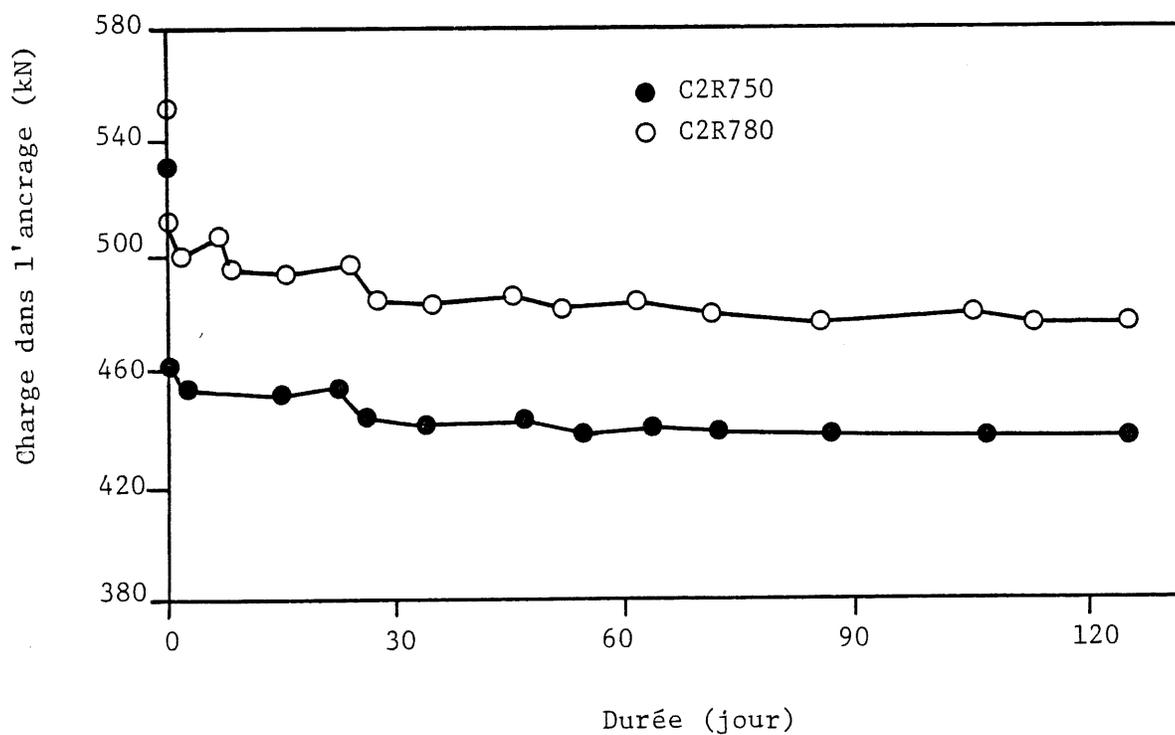
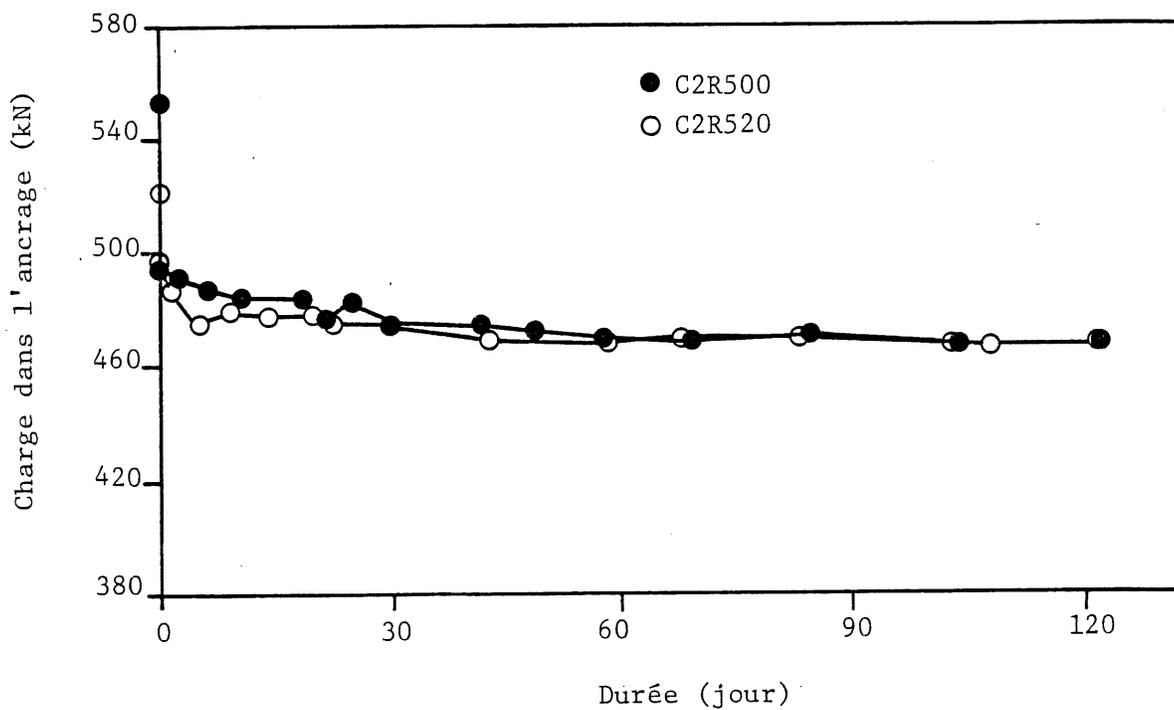


FIGURE 4.29 Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (2ième mise en tension et blocage)

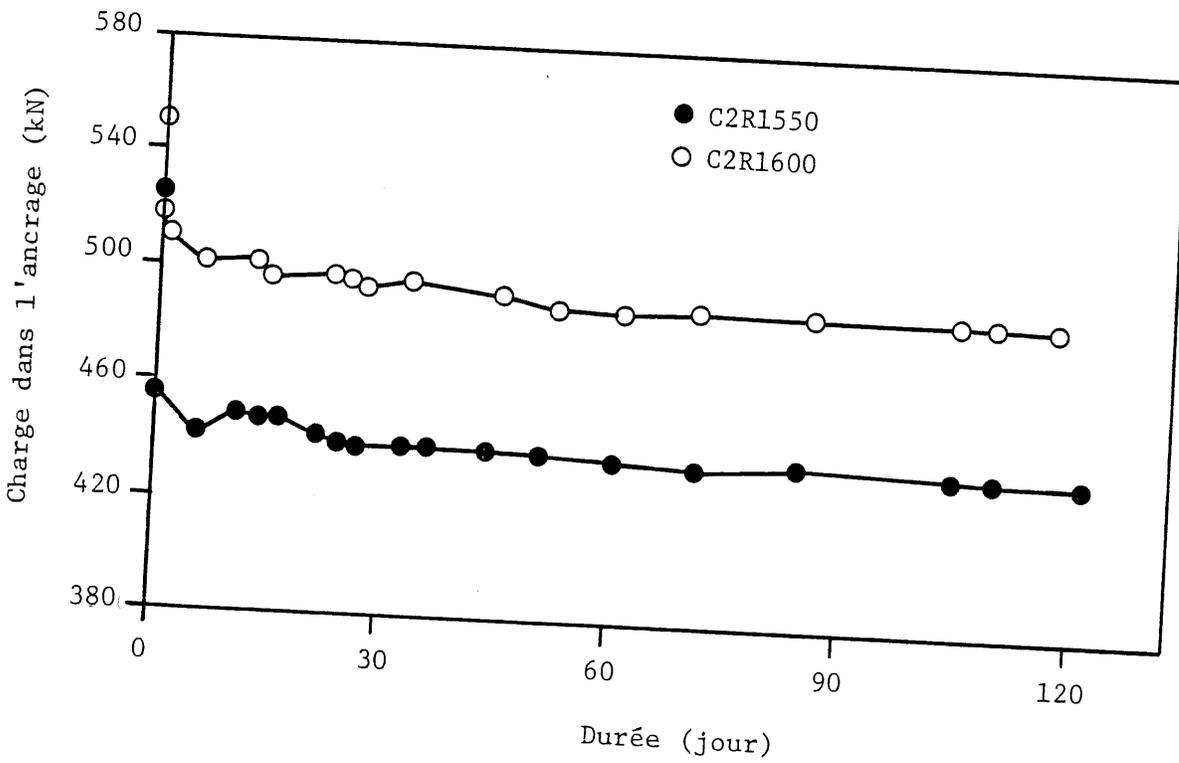
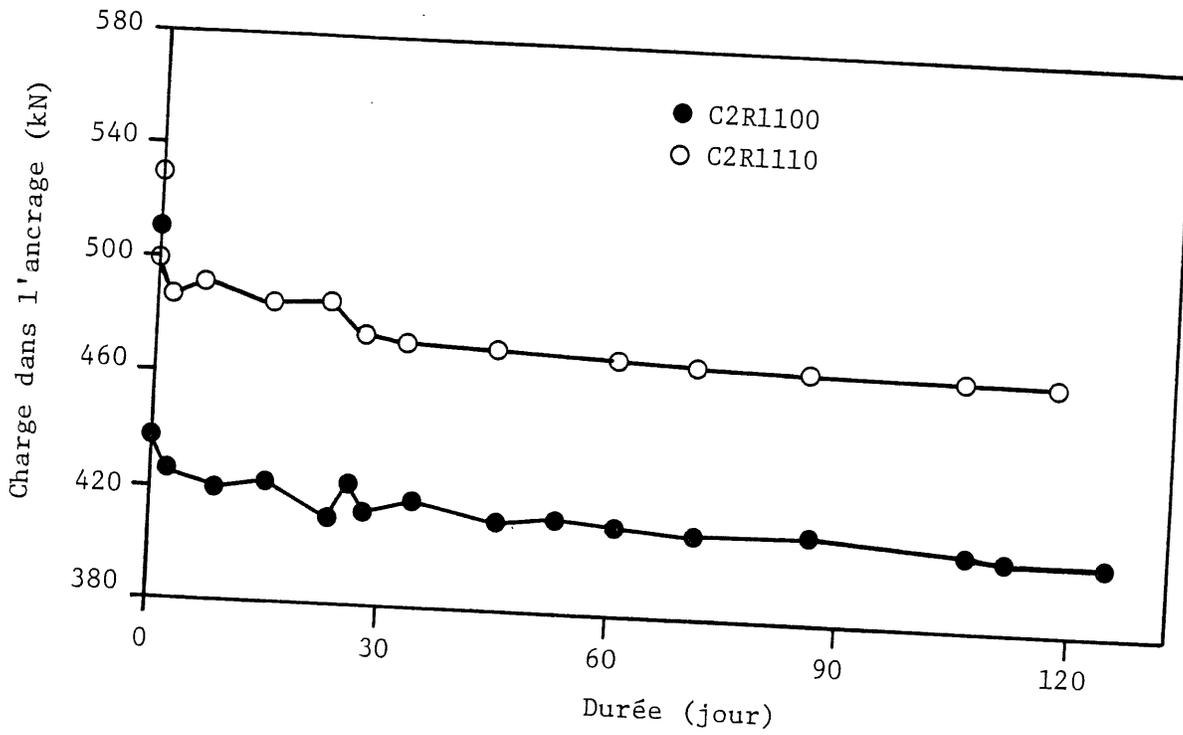


FIGURE 4.30 Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (2ième mise en tension et blocage)

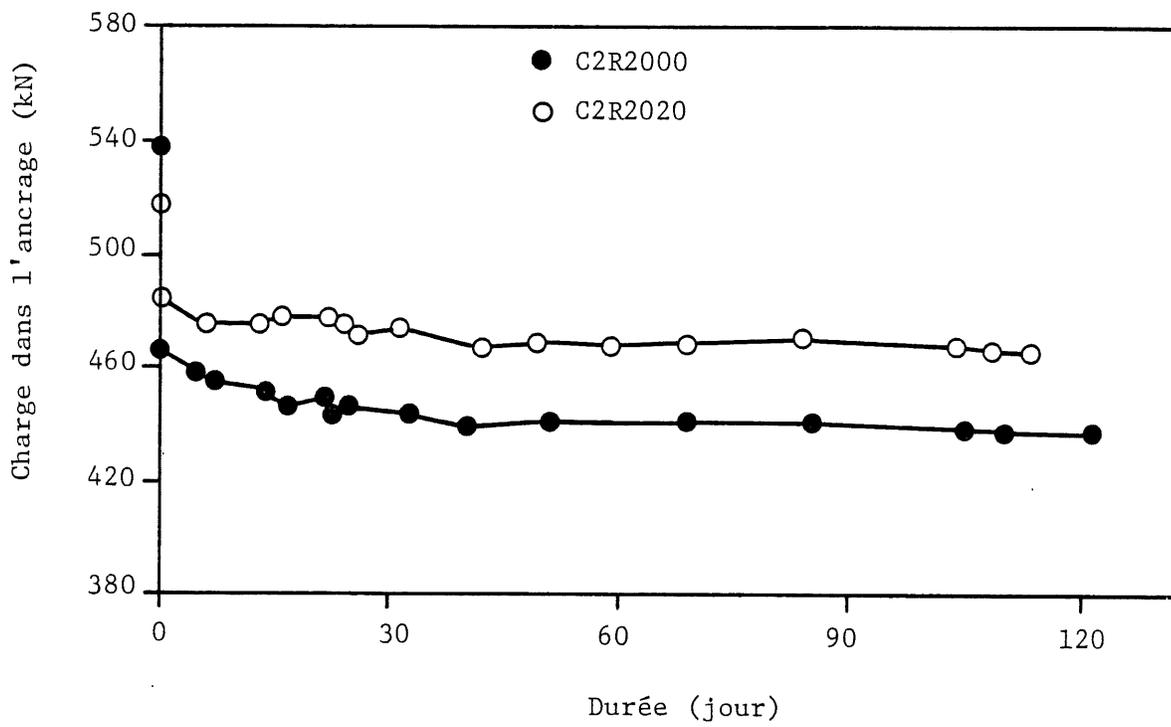


FIGURE 4.31 Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (2ième mise en tension et blocage)

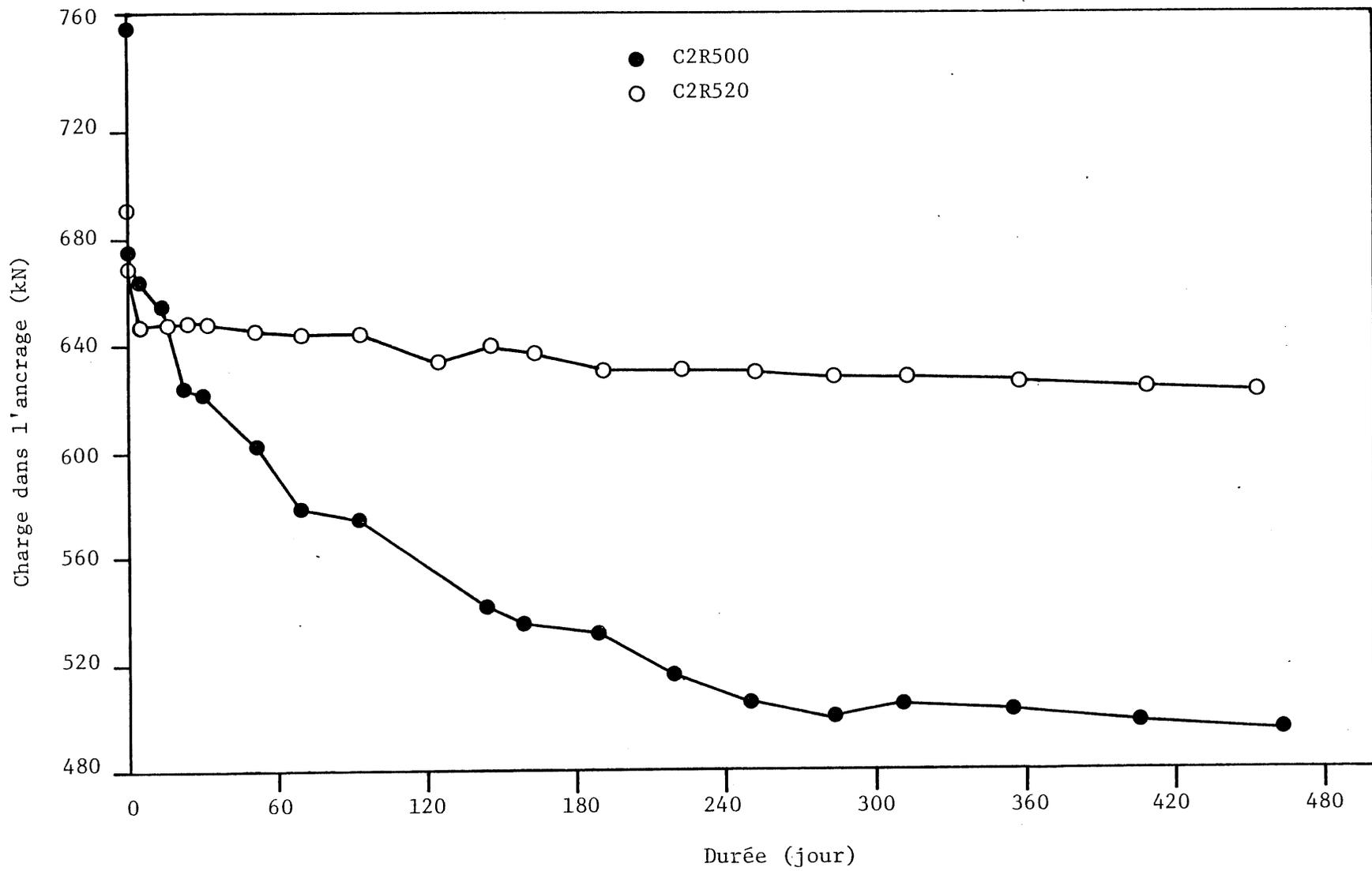


FIGURE 4.32 Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (3ième mise en tension et blocage)

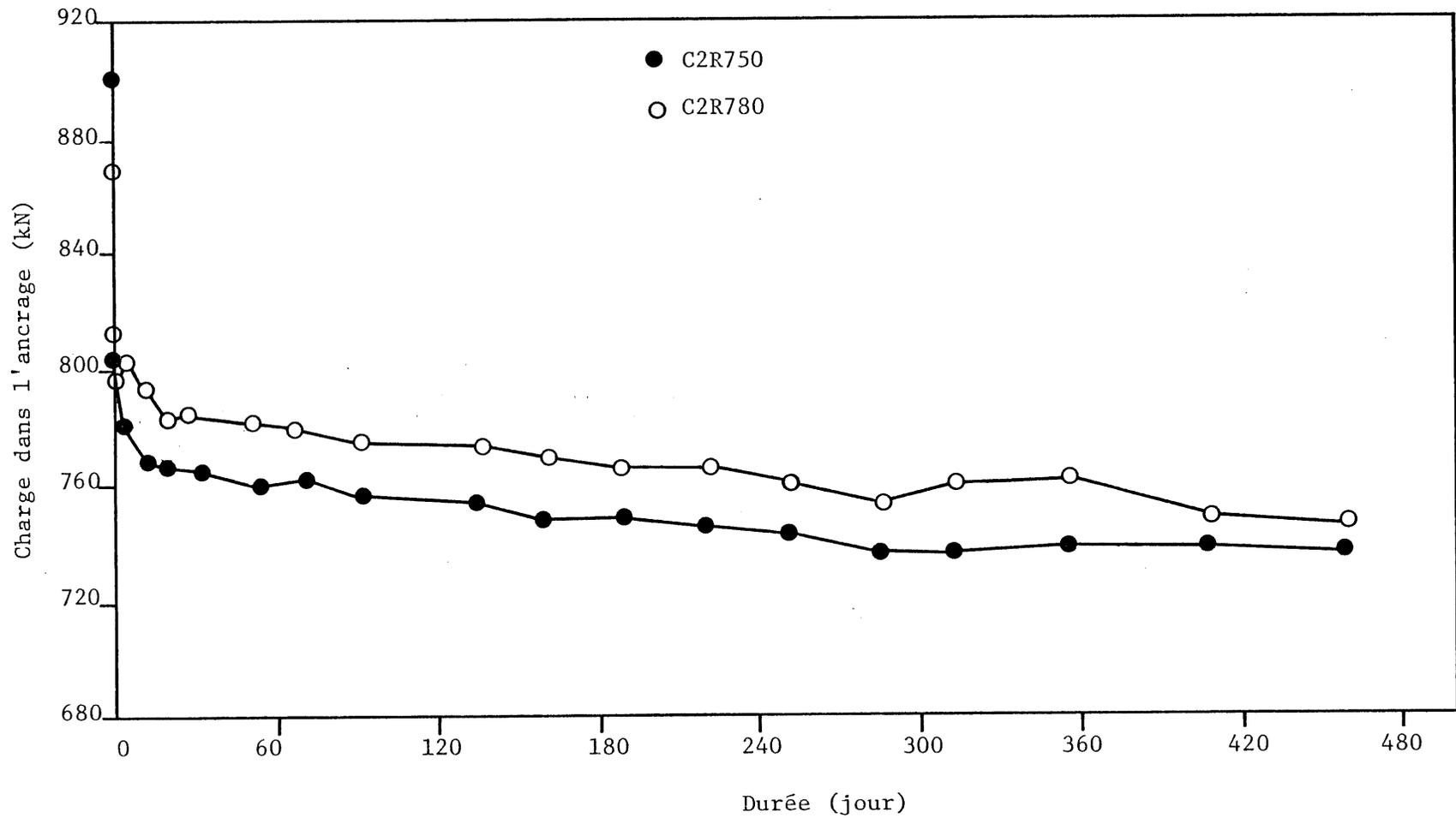


FIGURE 4.33 Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (3ième mise en tension et blocage)

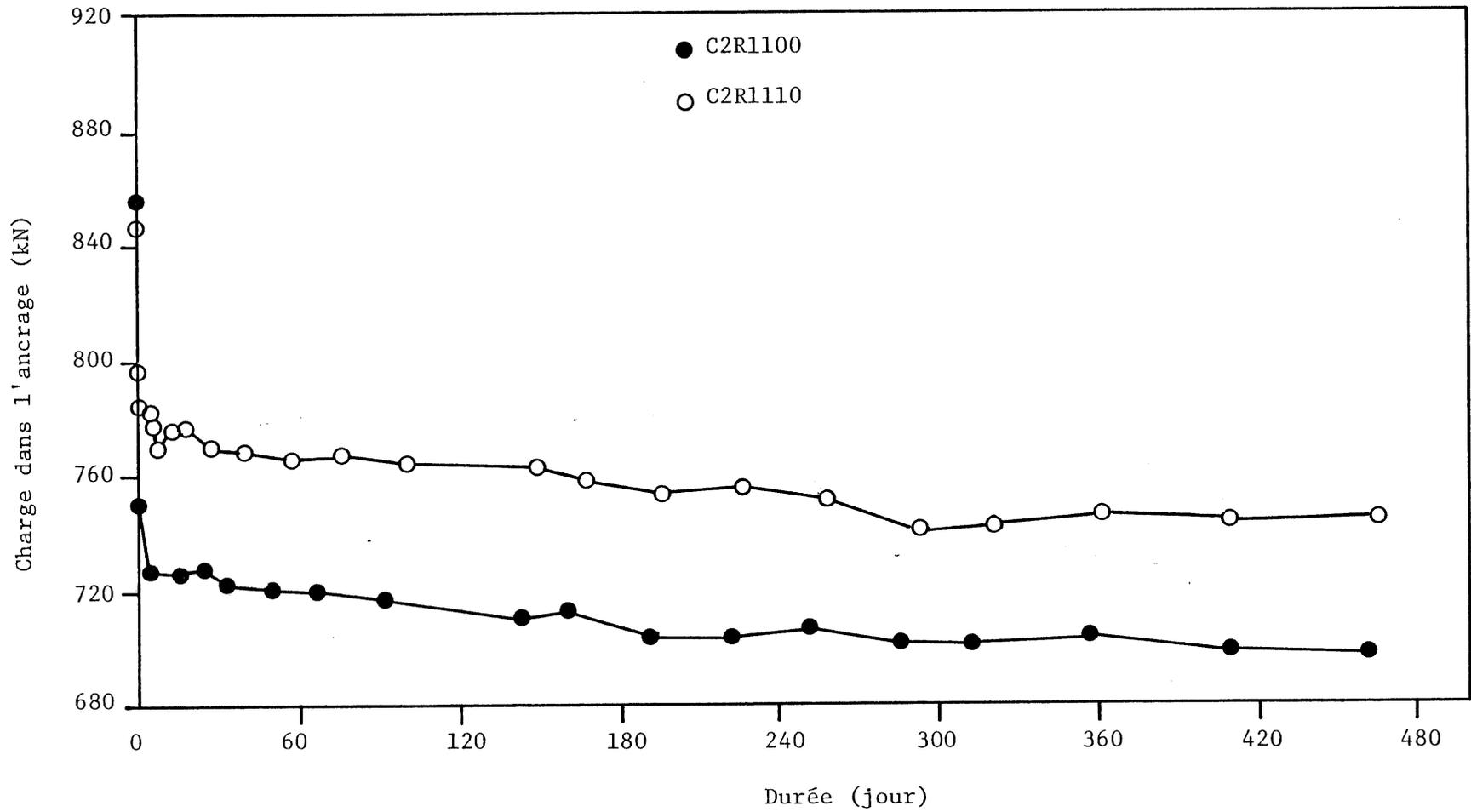


FIGURE 4.34 Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (3ième mise en tension et blocage)

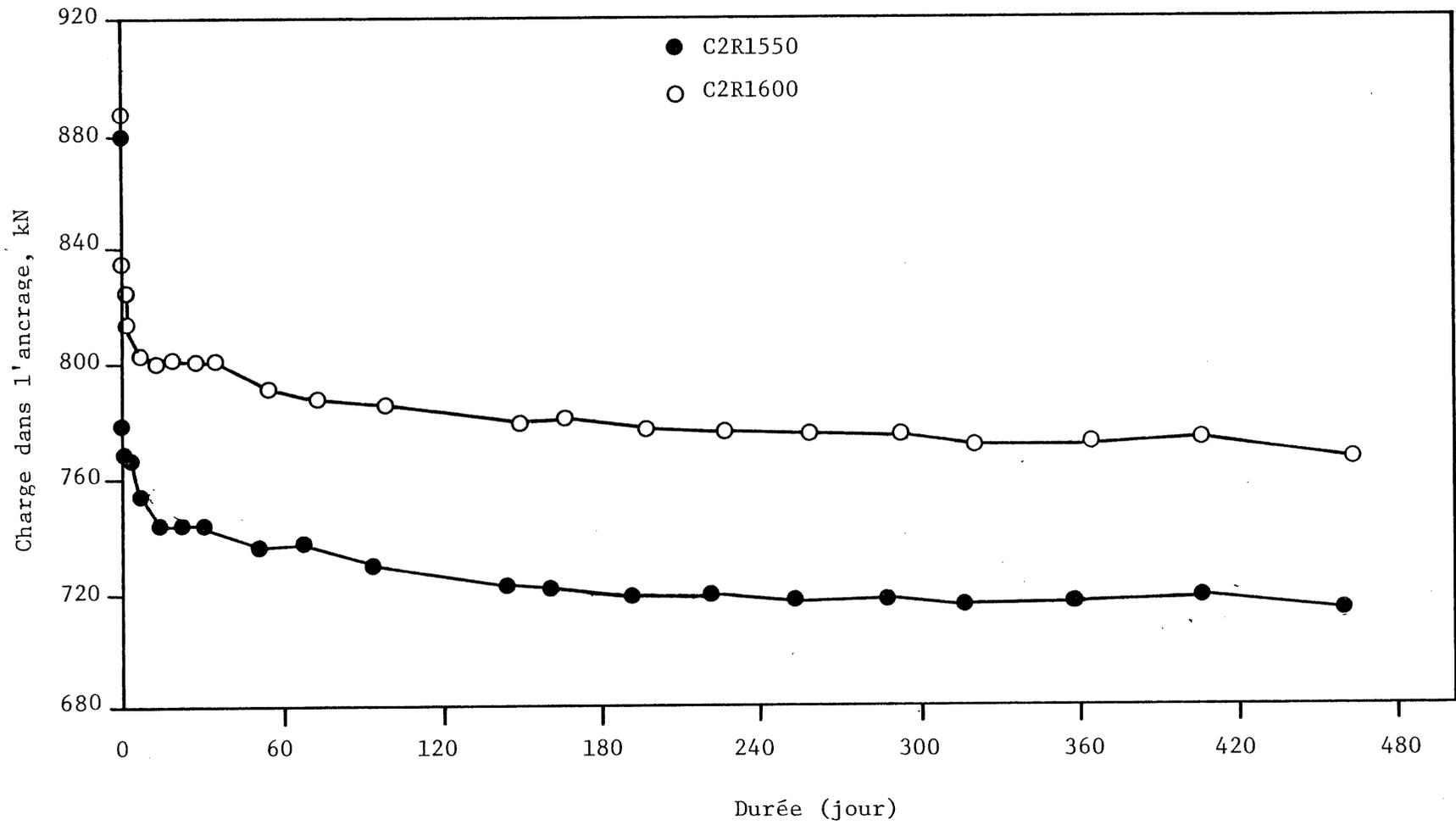


FIGURE 4.35 Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (3ième mise en tension et blocage)

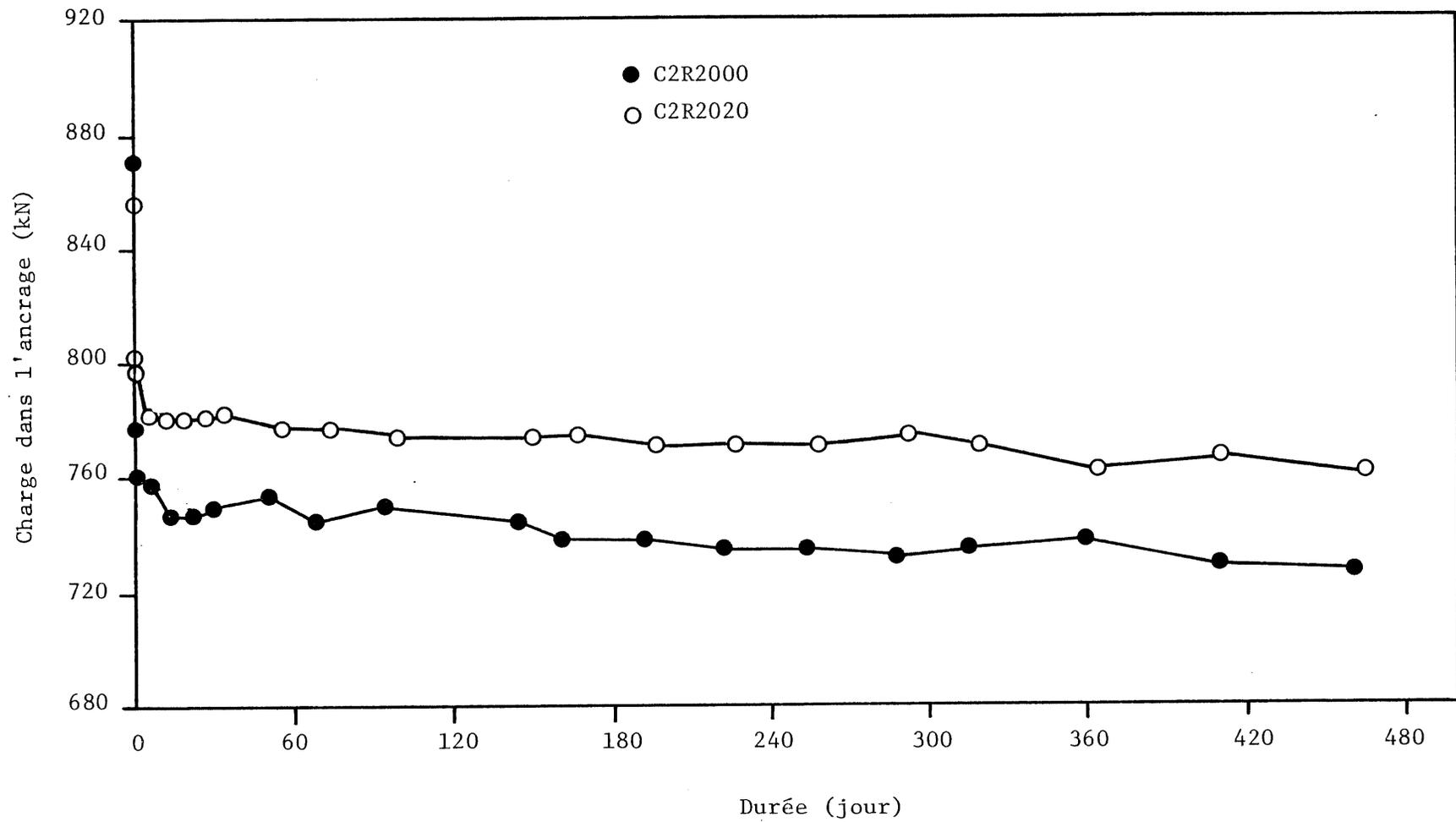
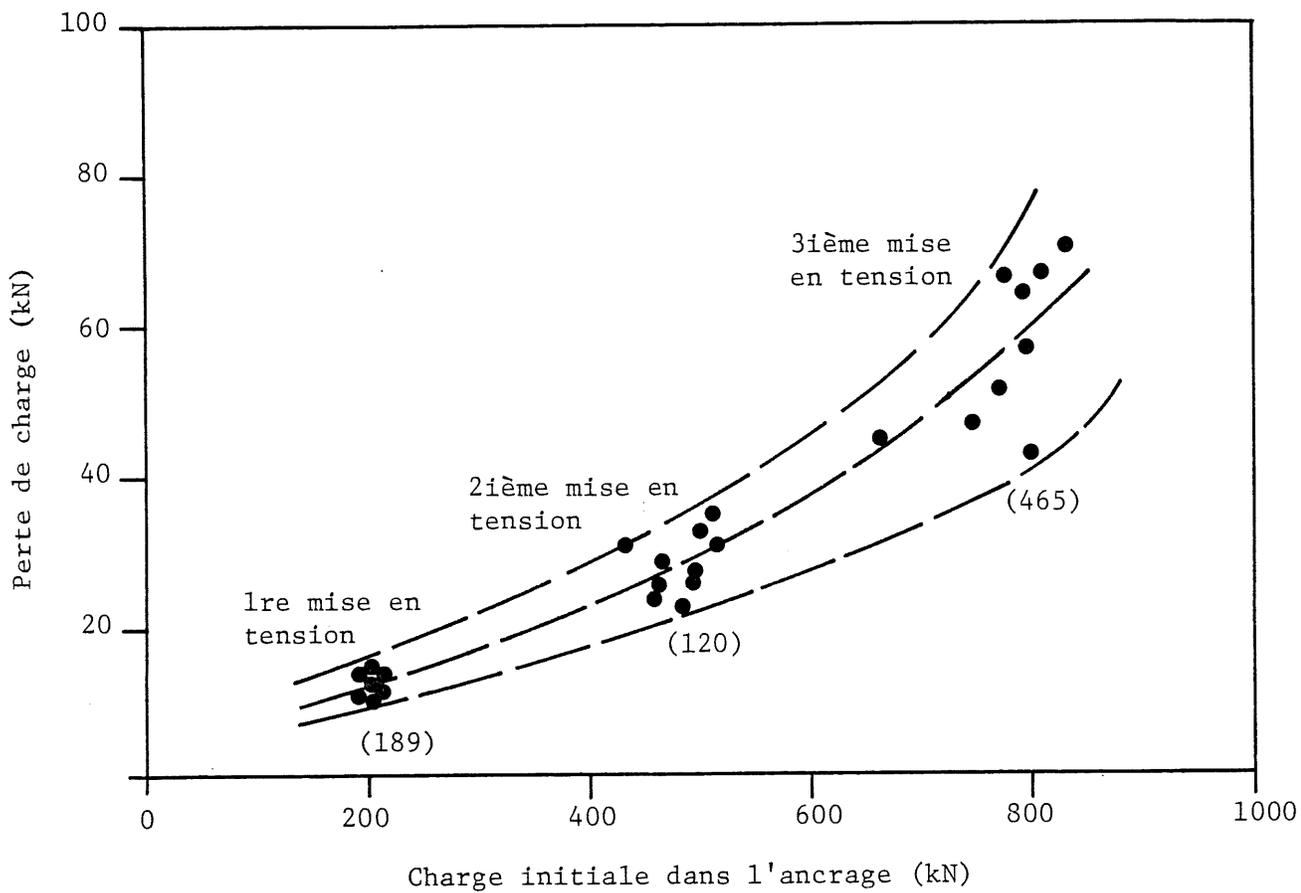


FIGURE 4.36 Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (3ième mise en tension et blocage)



( ) Durée moyenne d'observation ou de tentonnement en jour

FIGURE 4.37 Evolution de la perte de charge en fonction de la charge initiale dans l'ancrage (ancrages injectés avec le coulis de ciment C2)

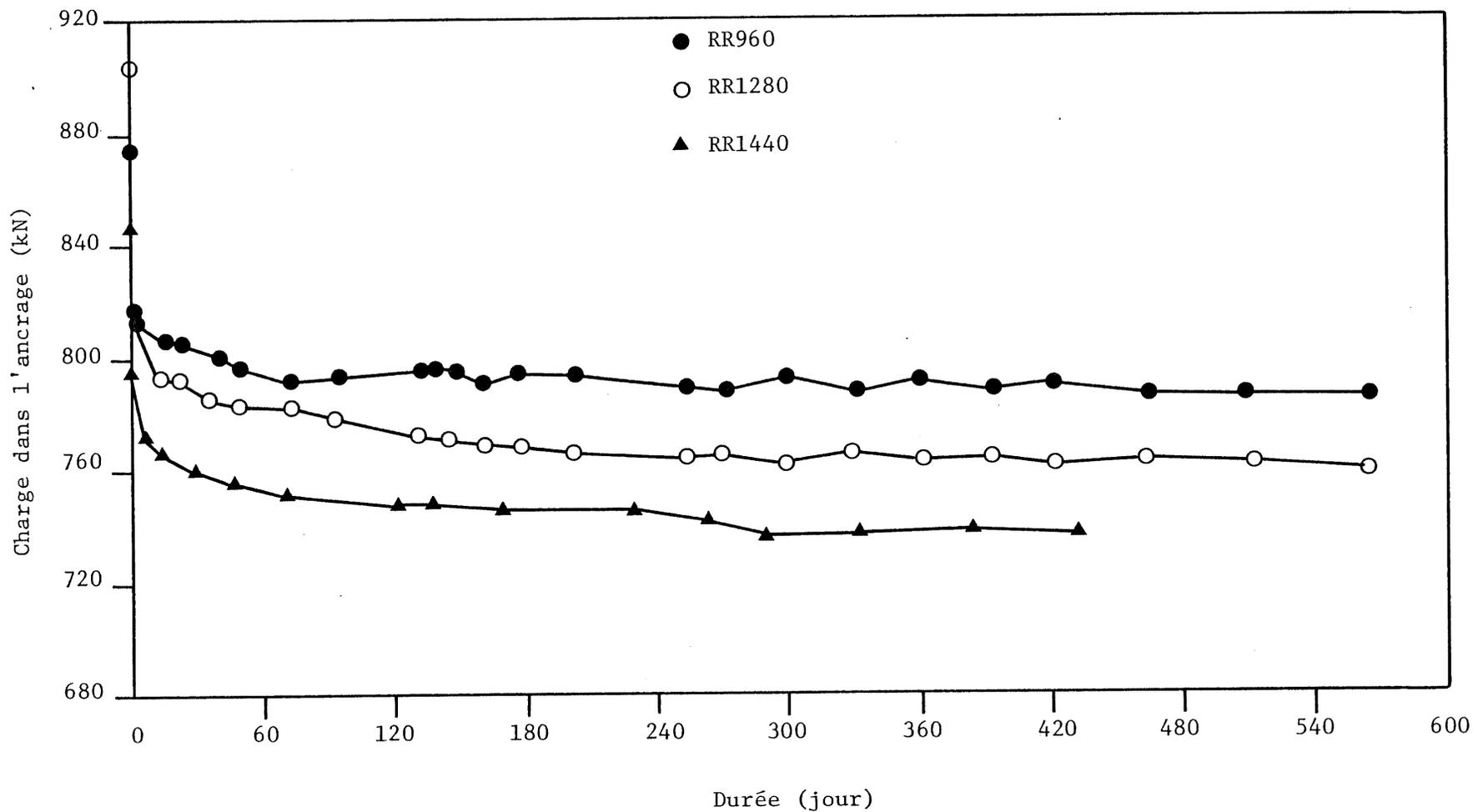


FIGURE 4.38 Evolution de la charge dans l'ancrage en fonction du temps (2ième mise en tension et blocage)

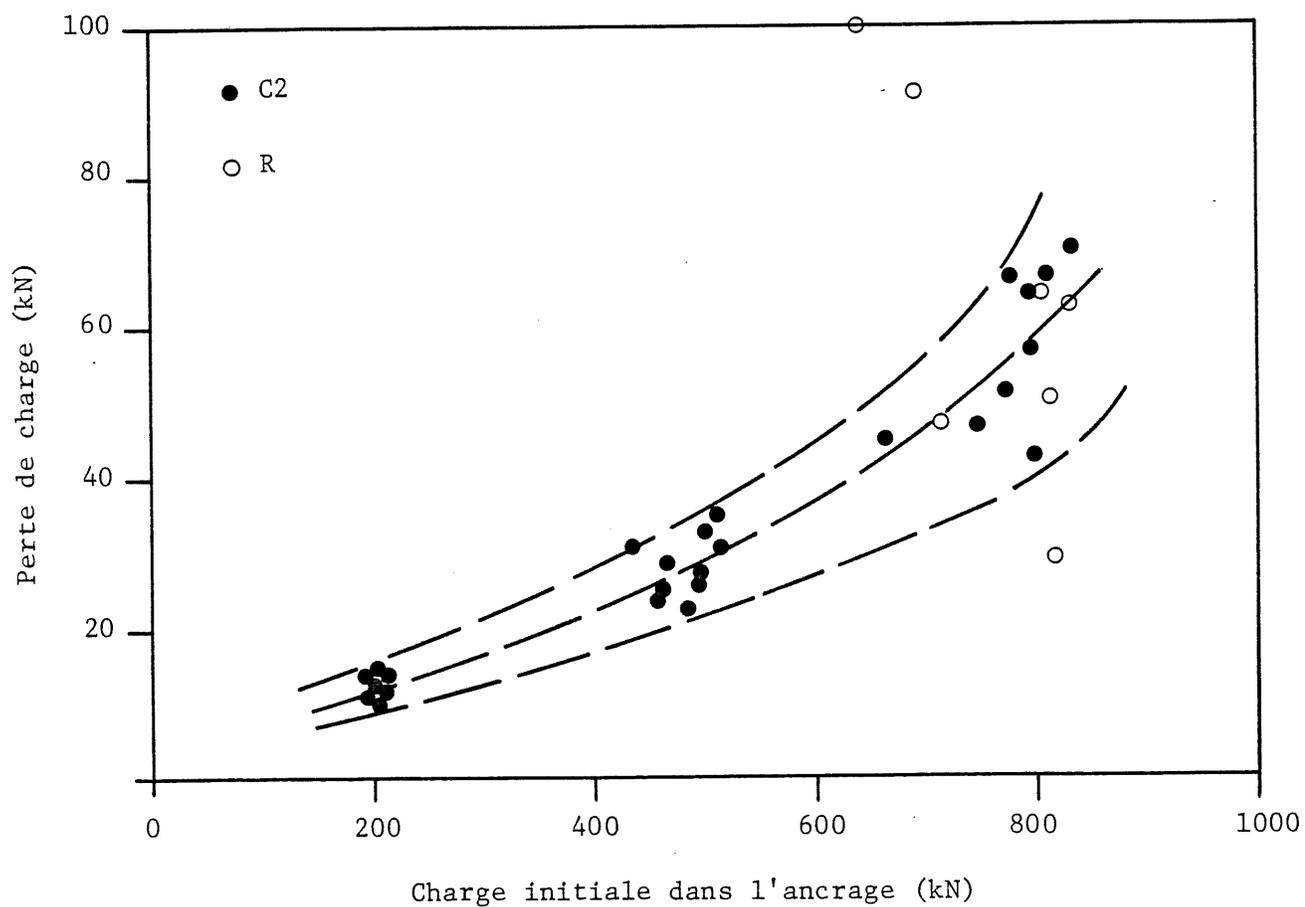
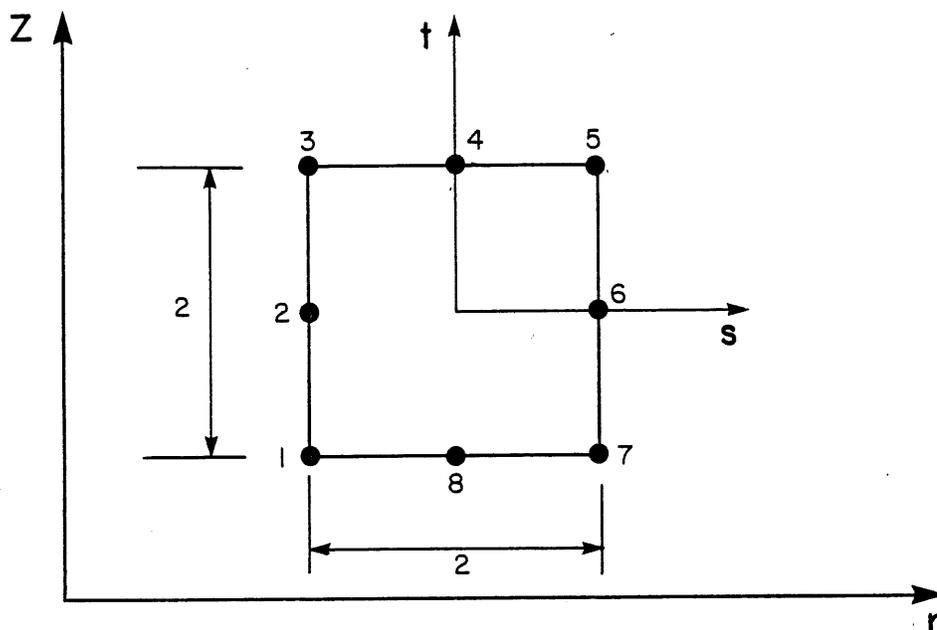


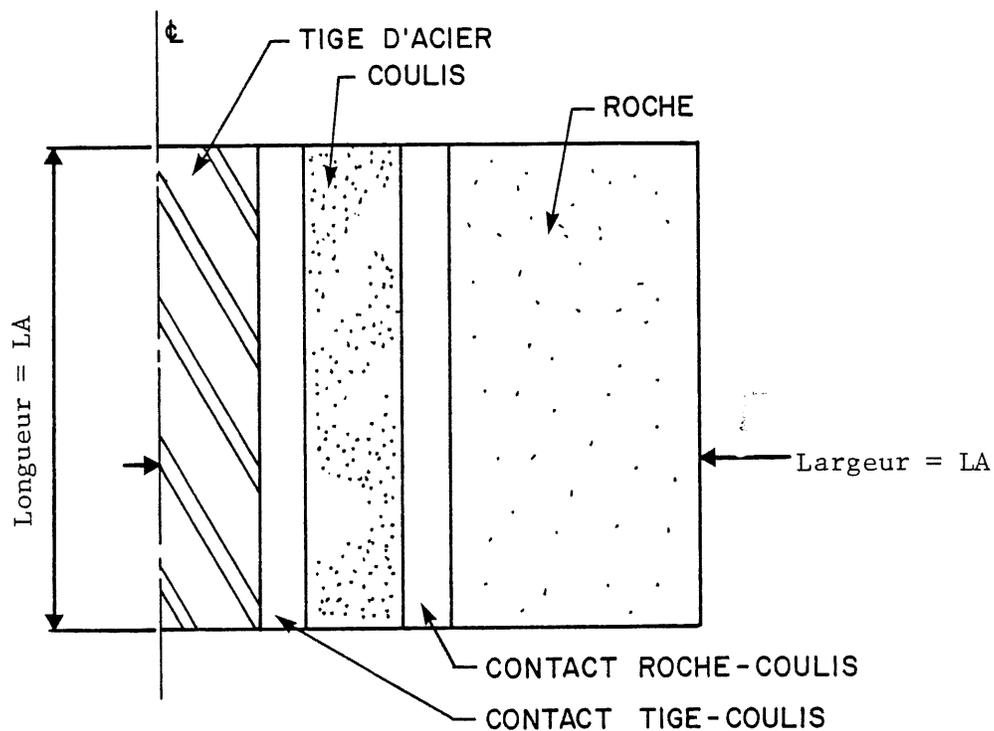
FIGURE 4.39 Comparaison entre les pertes de charge relevées sur les ancrages injectés avec le coulis de ciment C2 et avec la résine (Figure complémentaire à la Figure 4.37)



$(r, z)$  : AXES DE COORDONNÉES GLOBALES

$(s, t)$  : AXES DE COORDONNÉES LOCALES

#### a) ÉLÉMENT ISOPARAMÉTRIQUE À HUIT NOEUDS



#### b) REPRÉSENTATION DE L'ANCRAGE

FIGURE 5.1 Élément isoparamétrique à huit noeuds et la représentation de l'ancrage utilisée dans la modélisation par éléments finis

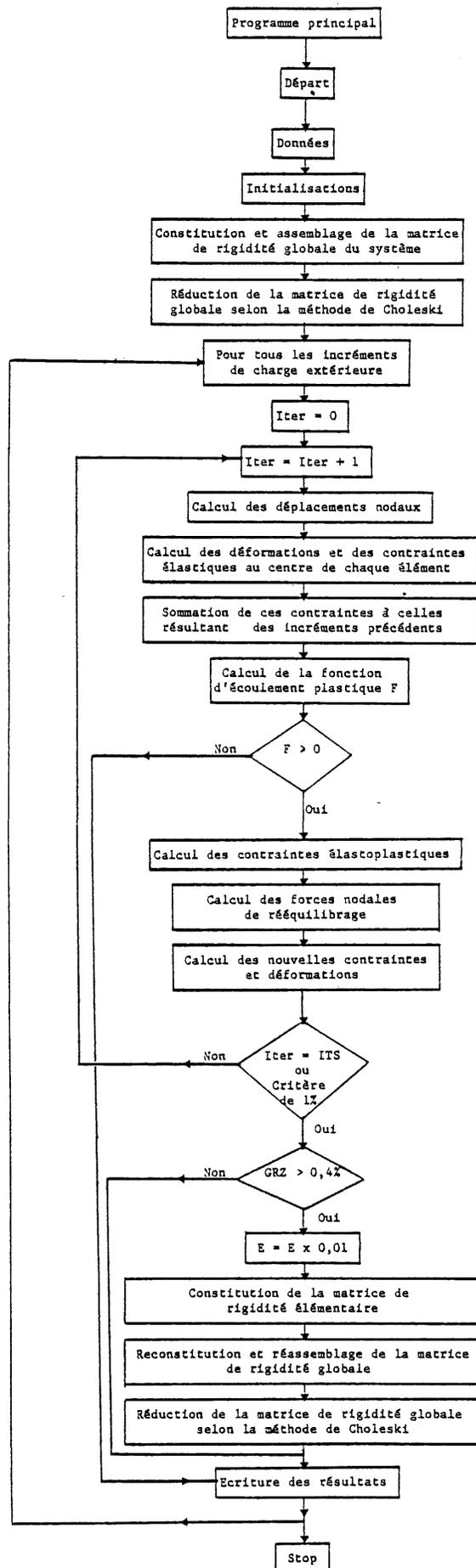


FIGURE 5.2 Organigramme du programme principal d'Arrachement

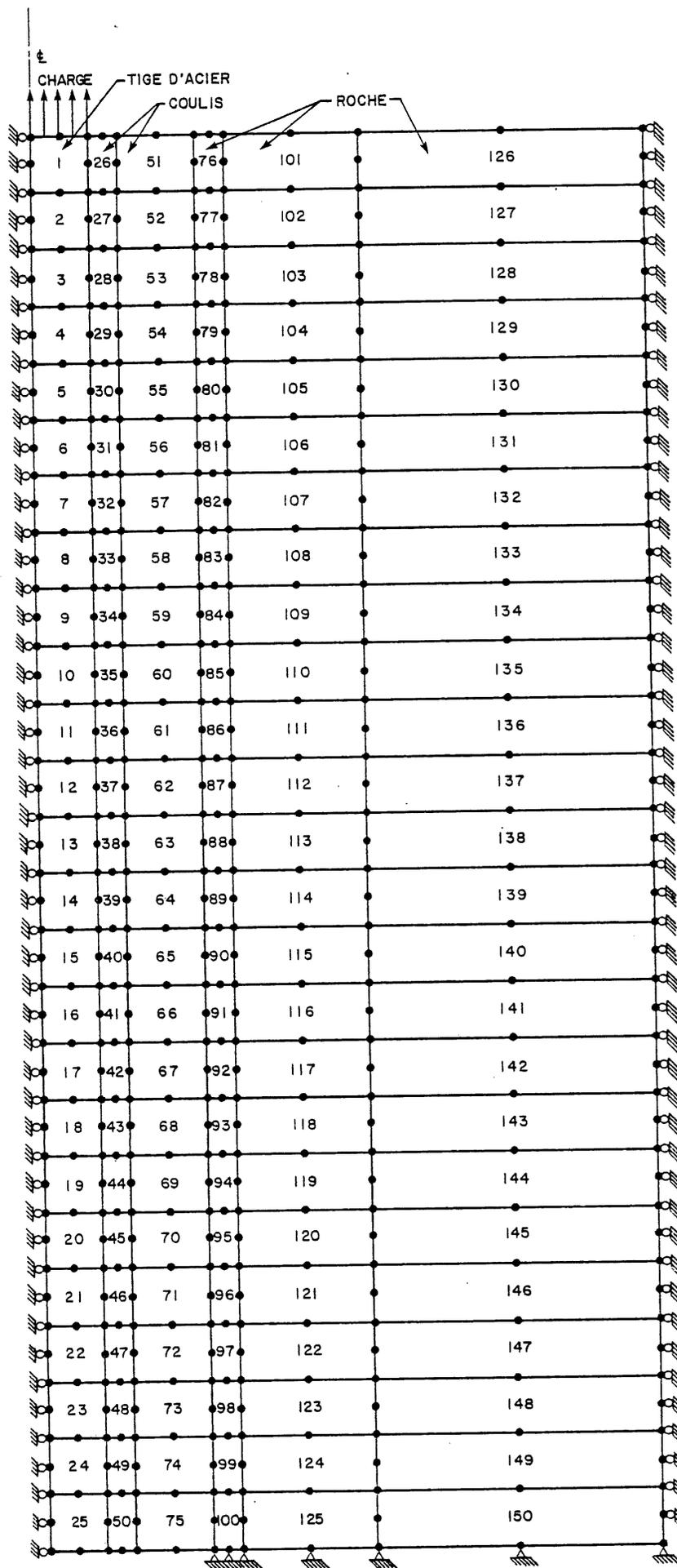


FIGURE 5.3 Configuration du maillage typique utilisé pour les applications d'Arrachement

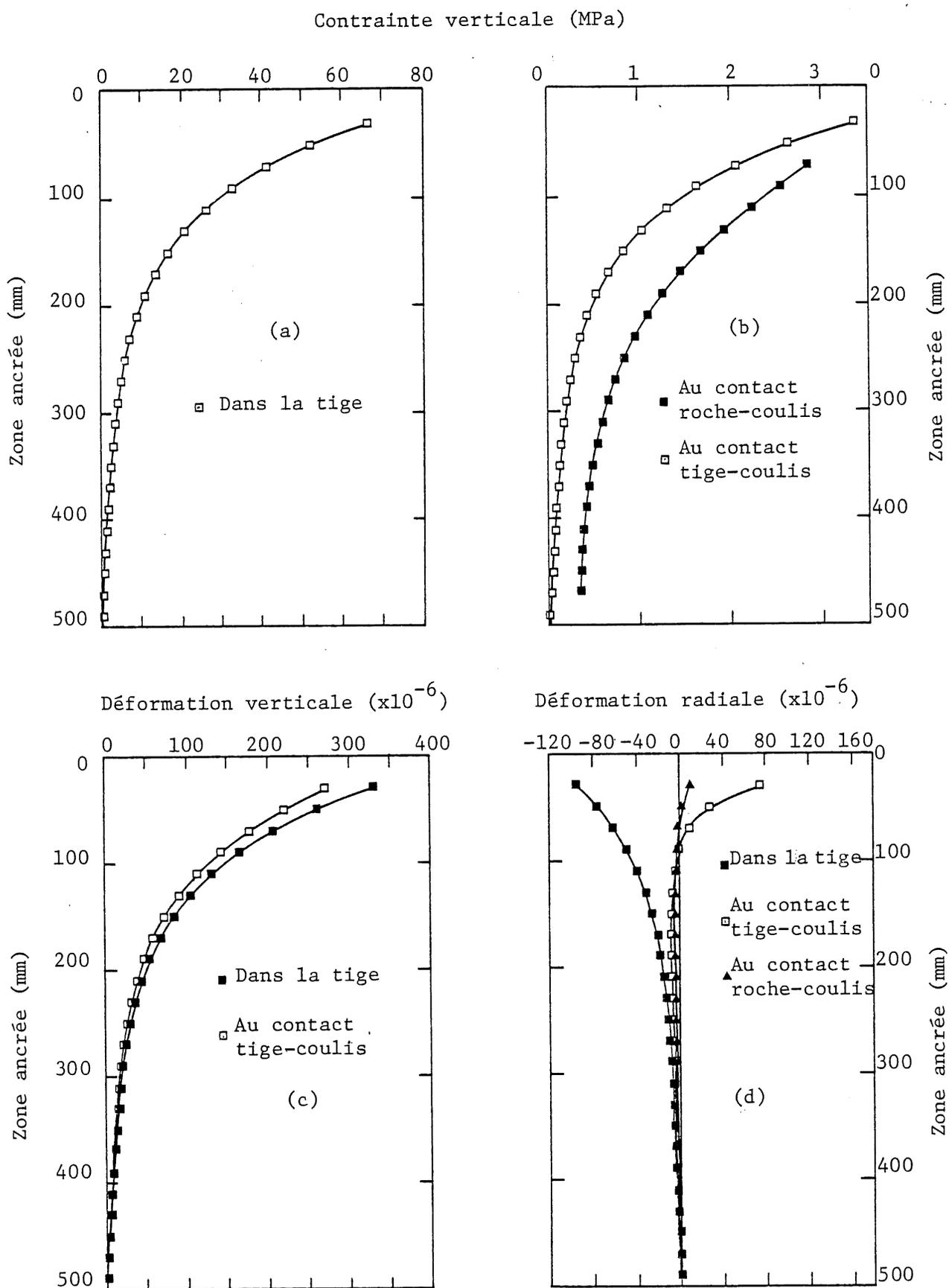


FIGURE 6.1 Contraintes verticales et déformations verticales et radiales le long d'un ancrage injecté sur 500 mm et soumis à une charge de 100 kN

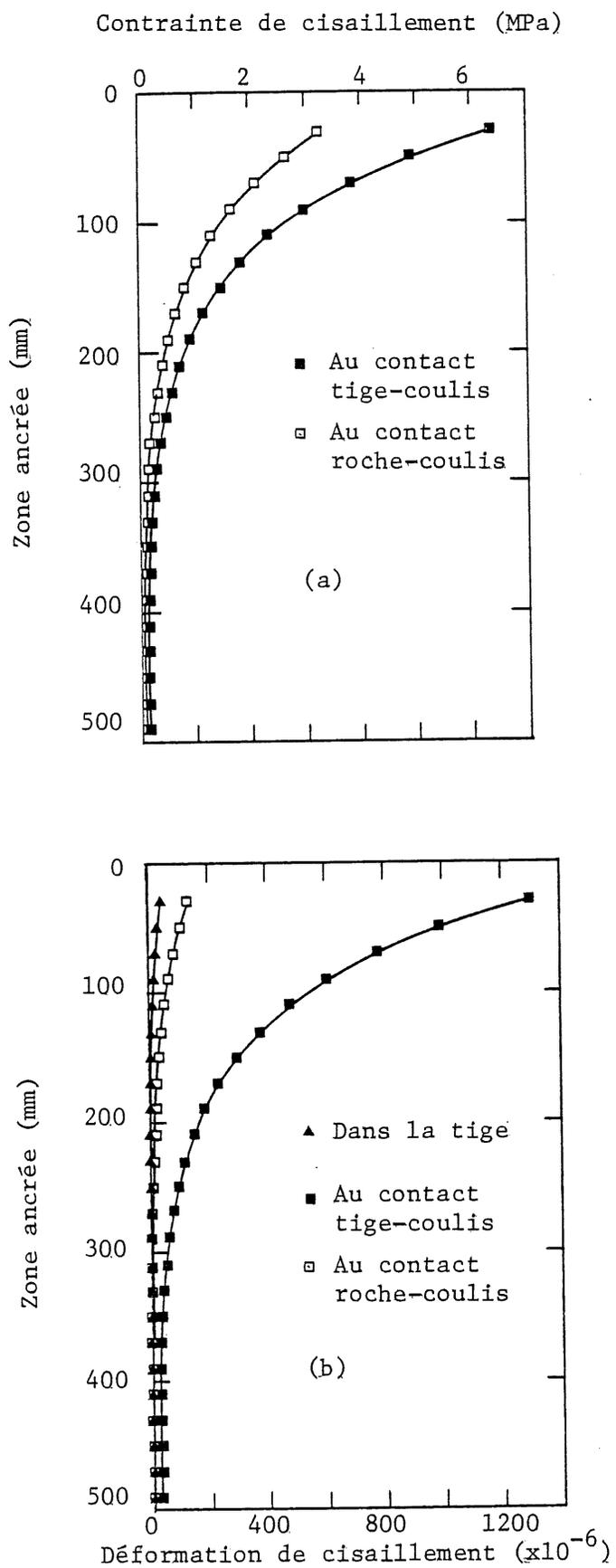


FIGURE 6.2 Contraintes et déformations de cisaillement le long d'un ancrage injecté sur 500 mm et soumis à une charge de 100 kN

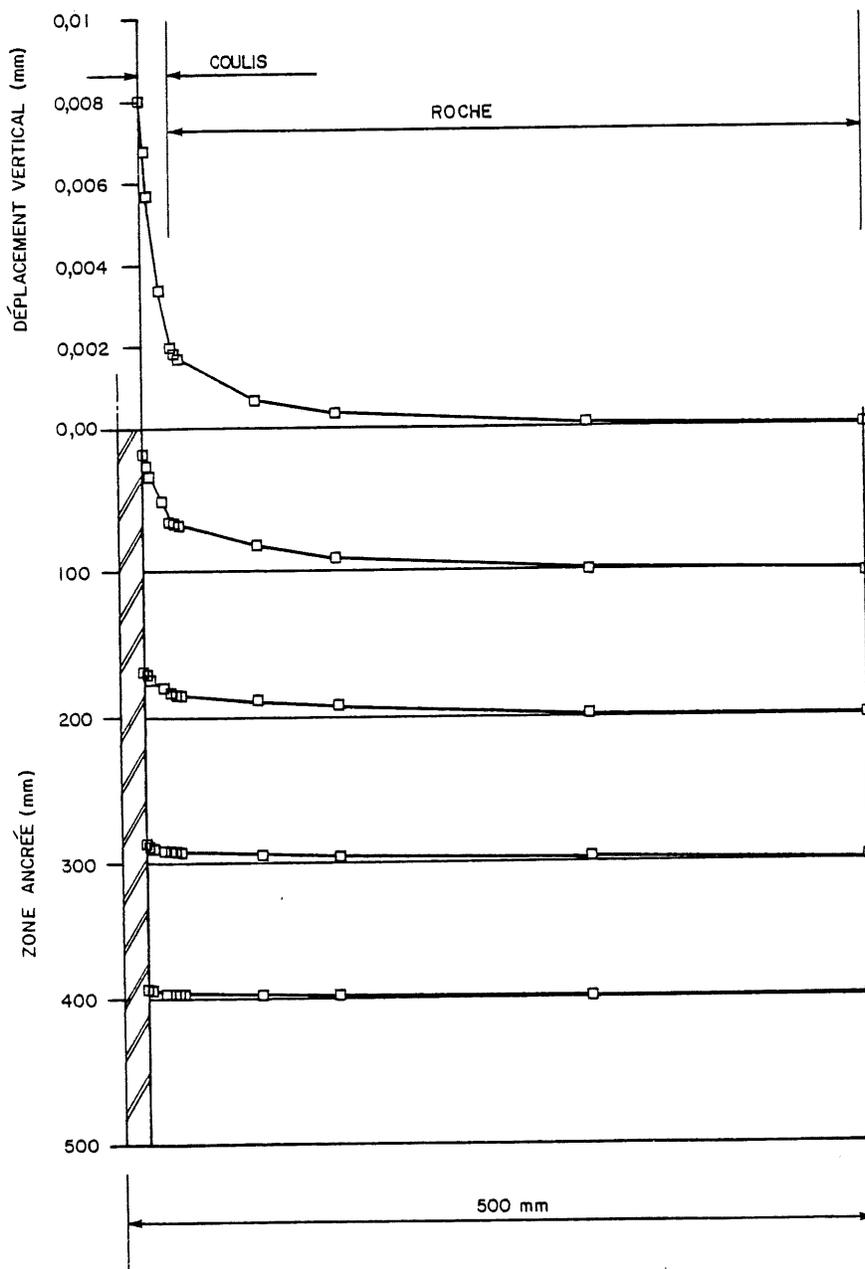
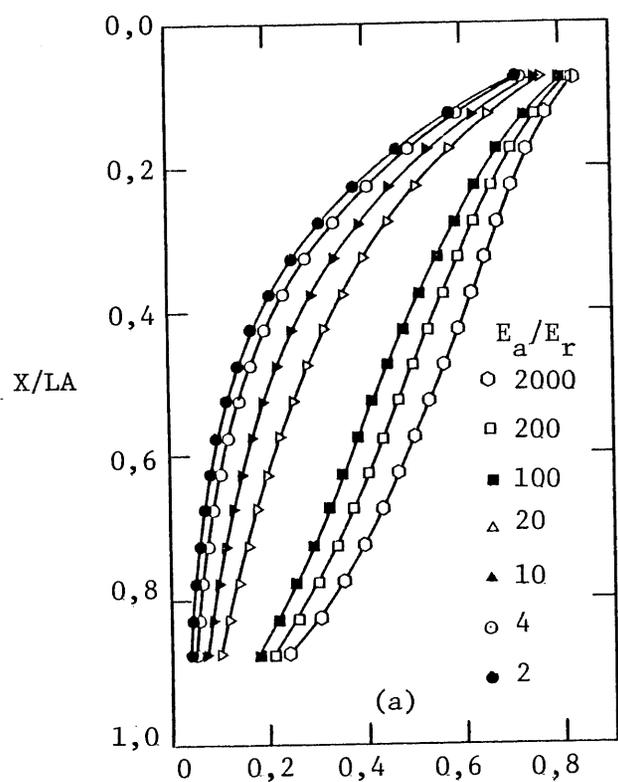
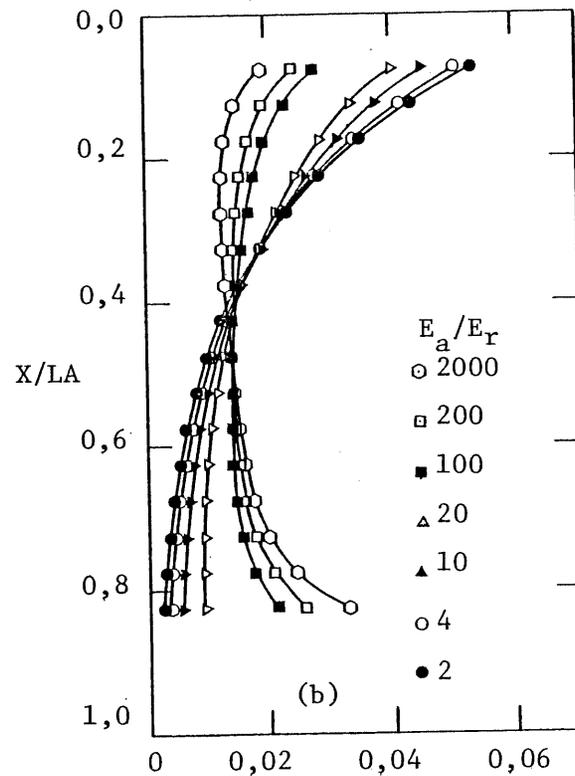


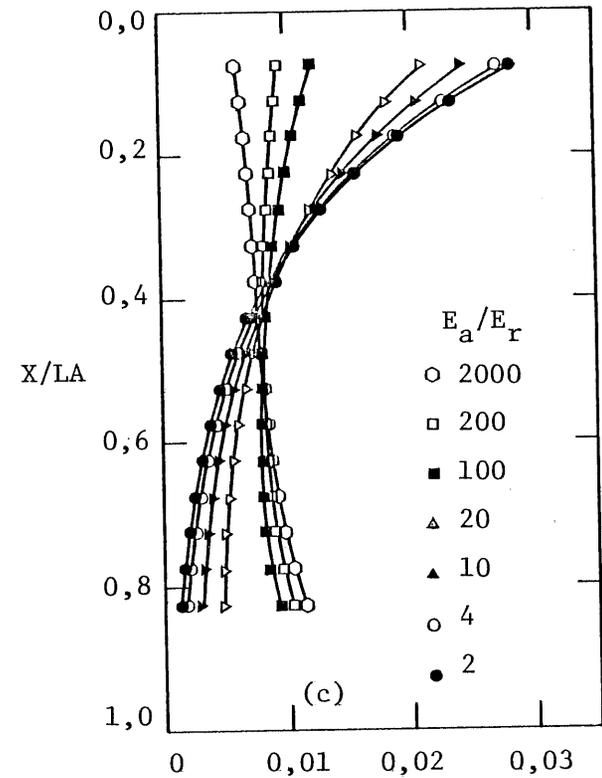
FIGURE 6.3 Déplacement vertical pour un ancrage injecté sur 500 mm et soumis à une charge de 100 kN



Contrainte axiale le long de la tige  $\sigma_x/\sigma_0$

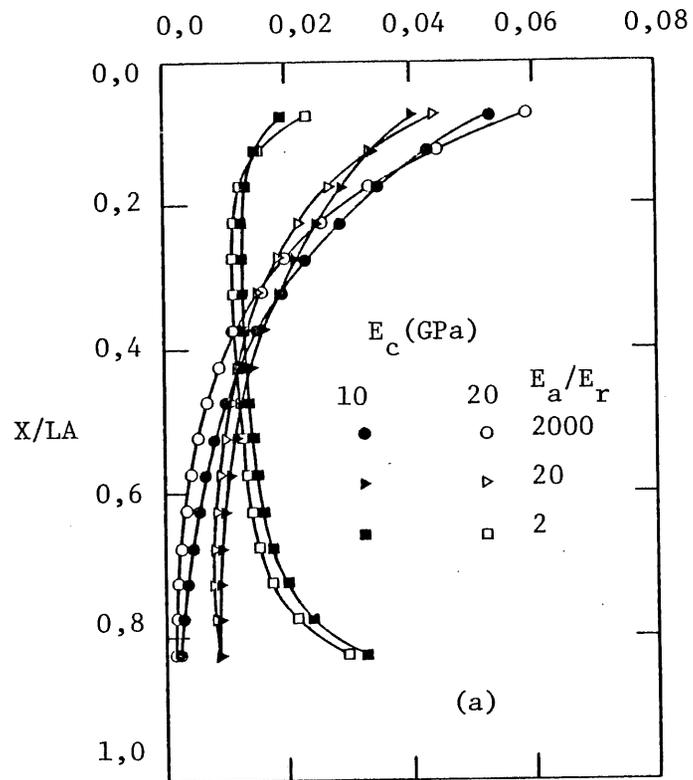


Contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis  $\tau/\sigma_0$

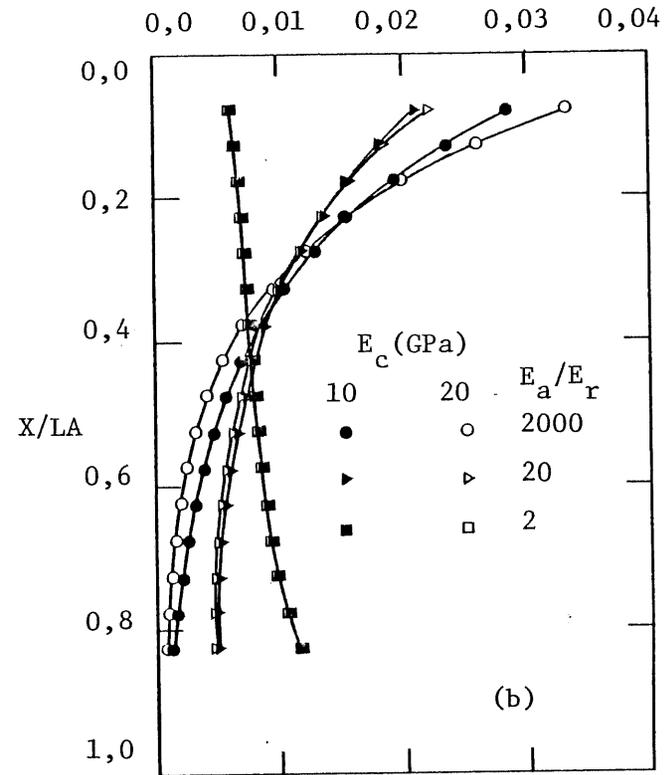


Contrainte de cisaillement le long du contact roche-coulis  $\tau/\sigma_0$

FIGURE 6.4 Influence du module d'élasticité de la roche sur la distribution des contraintes le long d'un ancrage injecté

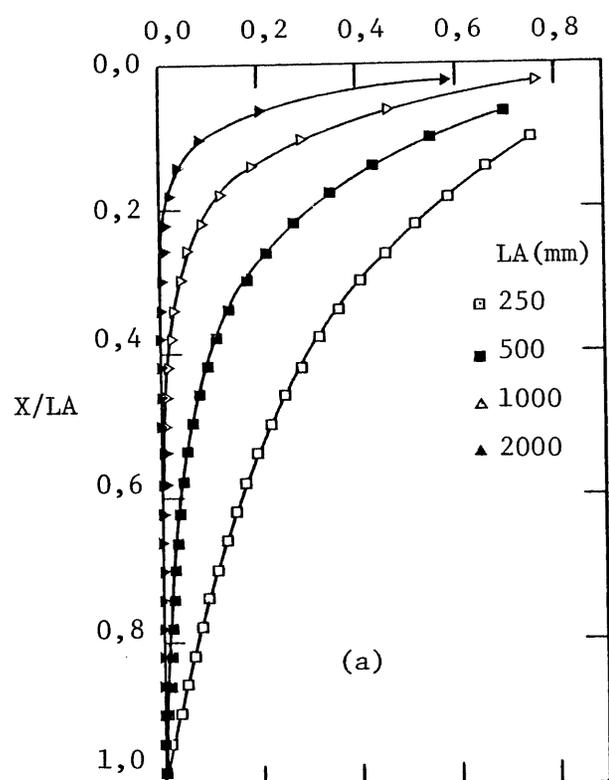


Contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis  $\tau/\sigma_0$

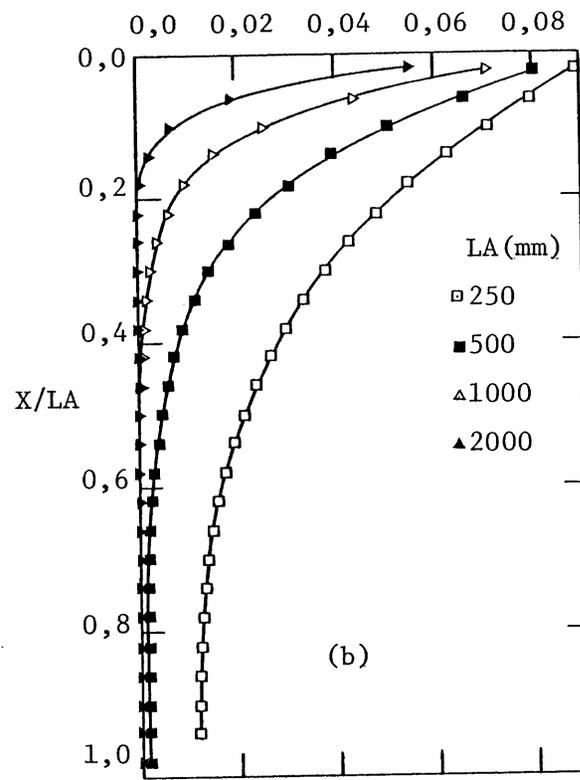


Contrainte de cisaillement le long du contact roche-coulis  $\tau/\sigma_0$

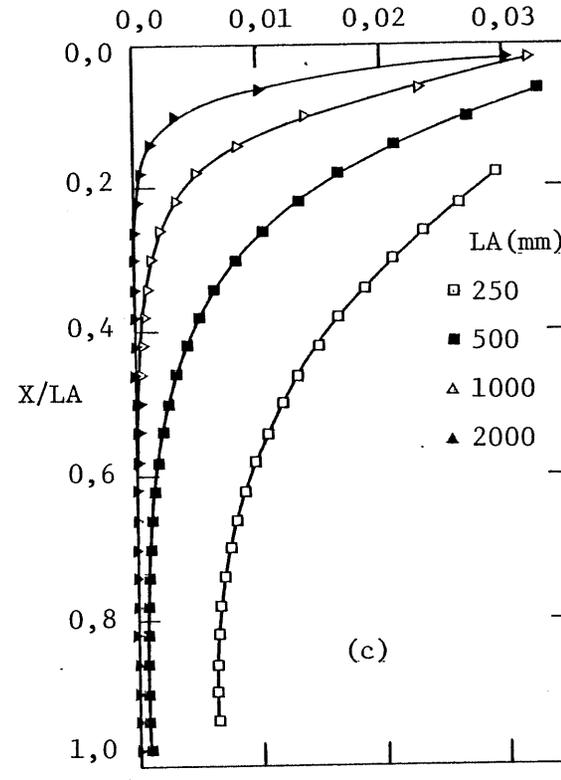
FIGURE 6.5 Influence du module d'élasticité du coulis sur les variations des contraintes de cisaillement le long d'un ancrage injecté pour plusieurs valeurs du module d'élasticité de la roche



Contrainte axiale le long de la tige  $\sigma_x/\sigma_0$

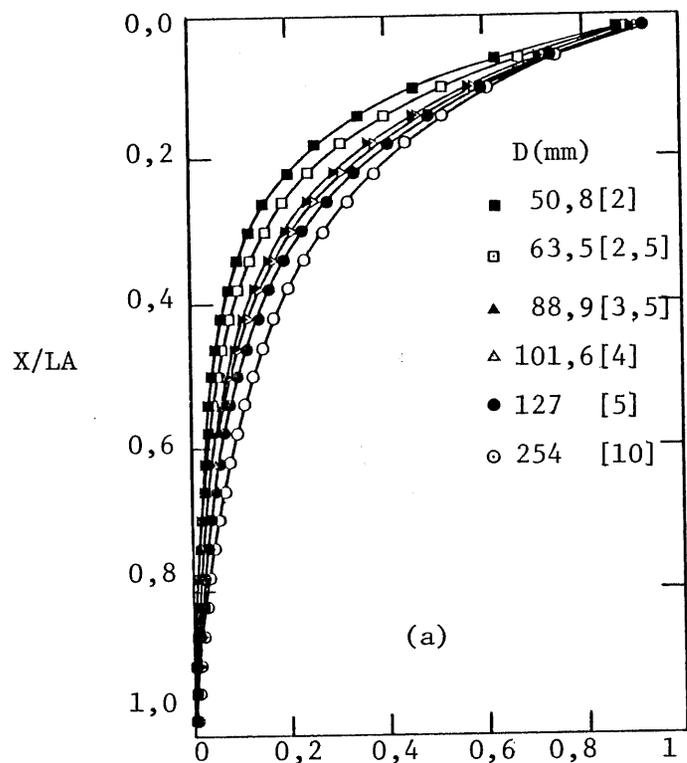


Contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis  $\sigma/\sigma_0$



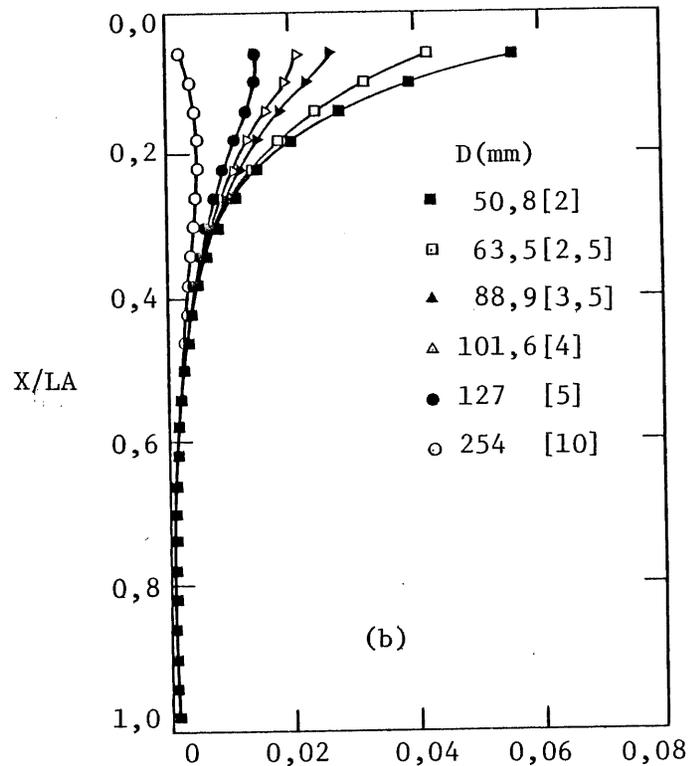
Contrainte de cisaillement le long du contact roche-coulis  $\tau/\sigma_0$

FIGURE 6.6 Influence de la longueur ancrée sur la distribution des contraintes



Contrainte axiale le long de la tige  $\sigma_x/\sigma_0$

[ ] Valeurs de D en pouce



Contrainte de cisaillement le long du contact roche-coulis  $\tau/\sigma_0$

FIGURE 6.7 Influence du diamètre du trou de forage D sur la distribution des contraintes

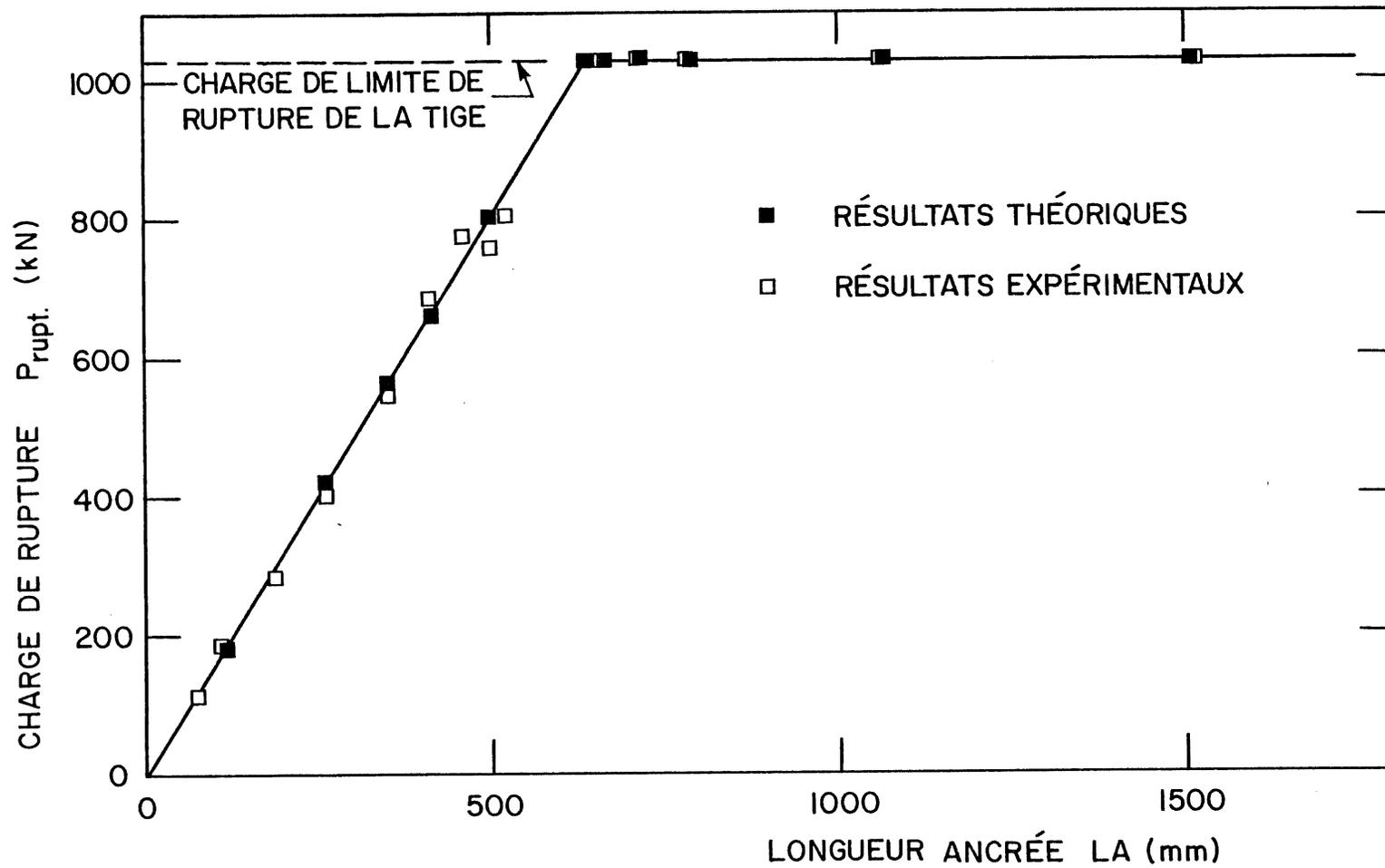


FIGURE 6.8 Charges de rupture théoriques versus charges de rupture expérimentales pour les ancrages injectés avec le coulis C2

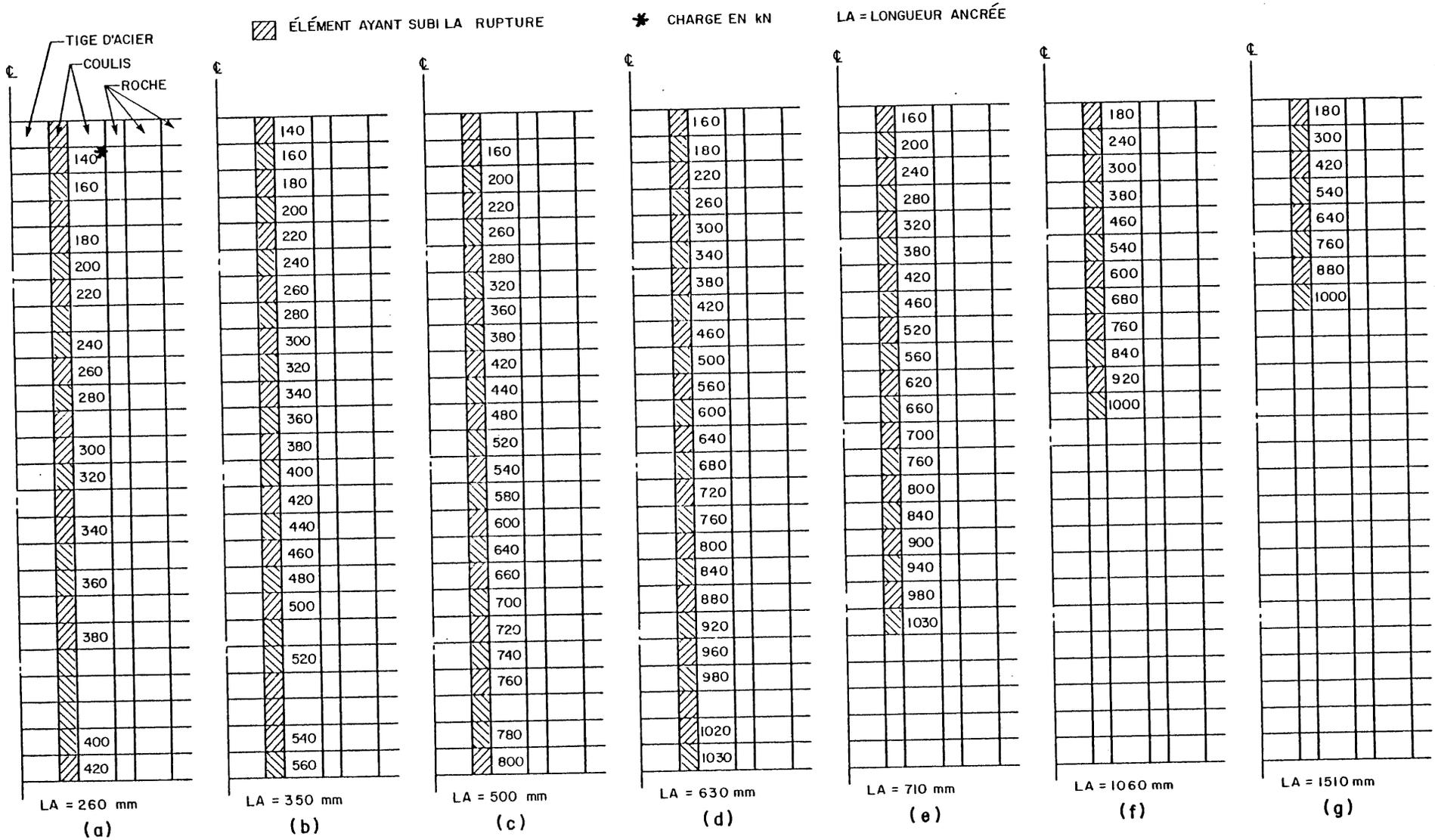


FIGURE 6.9 Evolution de la rupture prédite par Arrachement pour des ancrages injectés avec le coulis C2

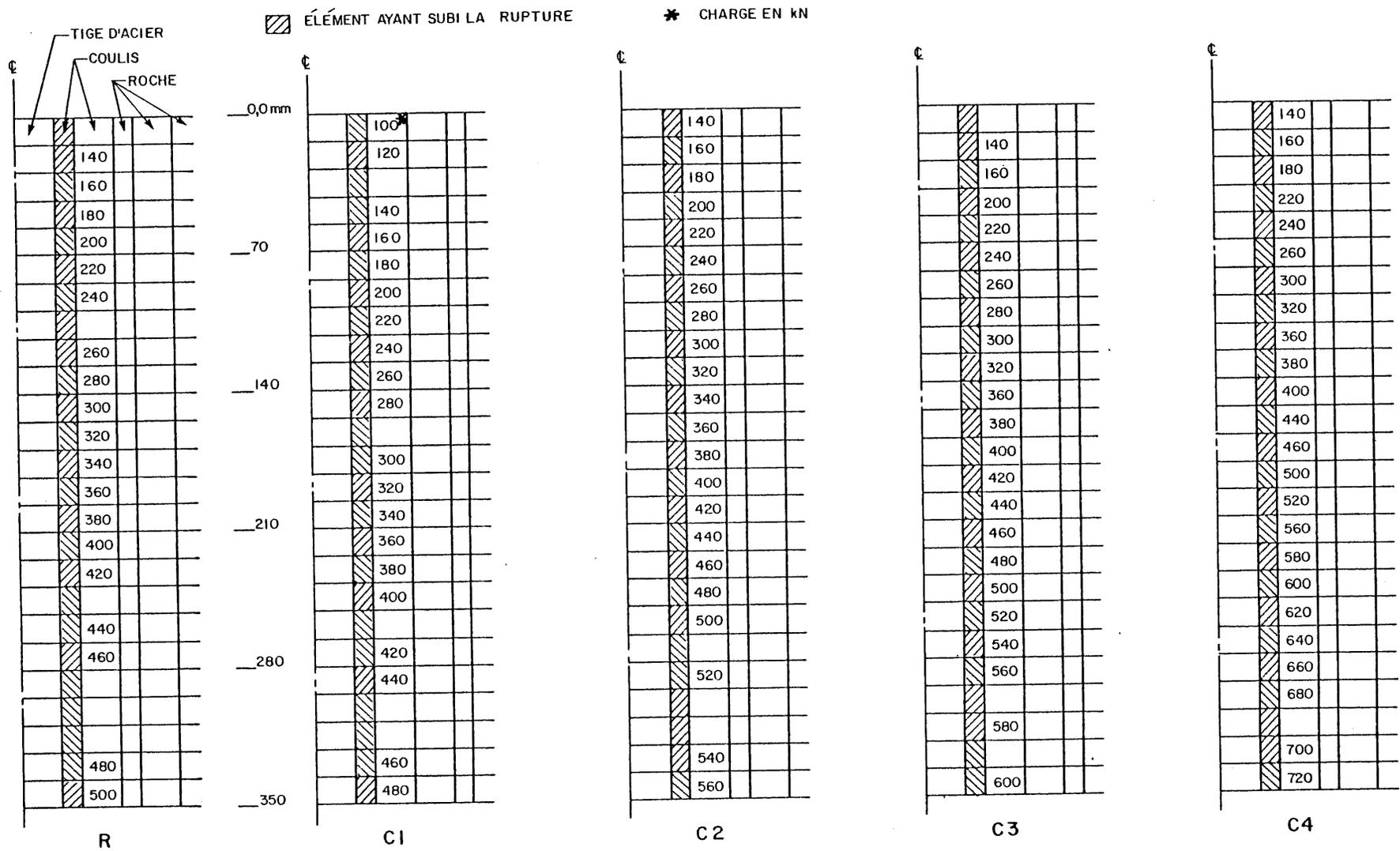
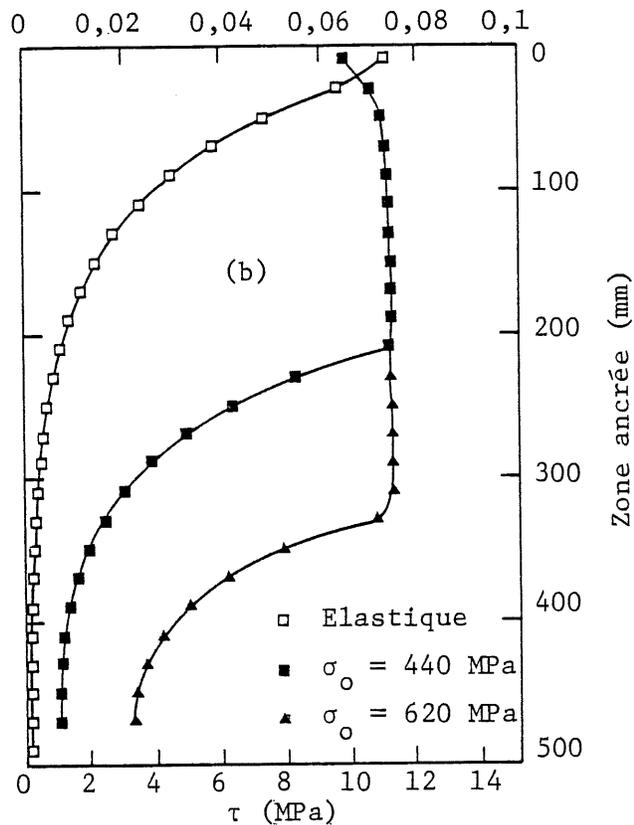
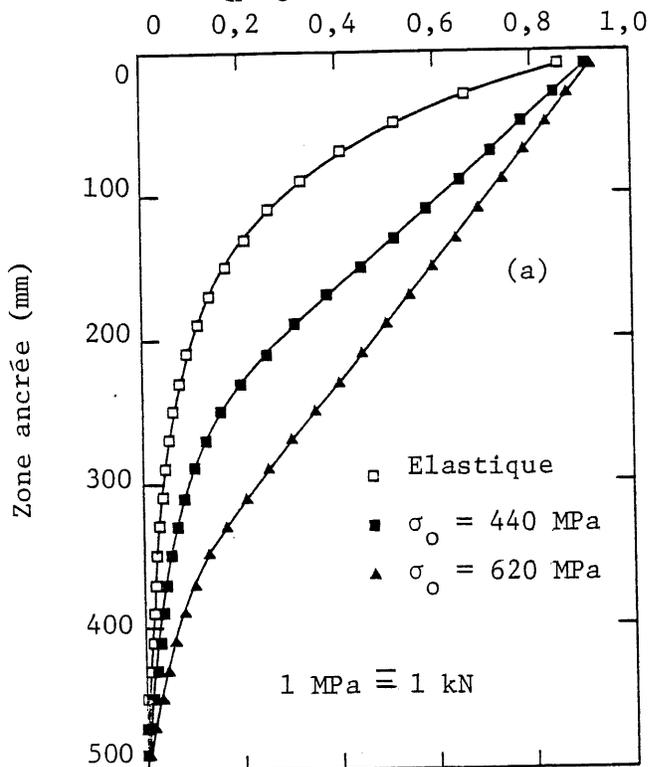


FIGURE 6.10 Evolution de la rupture prédite par Arrachement pour des ancrages injectés sur une longueur de 350 mm avec les produits R, C1, C2, C3 et C4

Contrainte axiale le long de la tige  $\sigma_x/\sigma_o$

Contrainte de cisaillement le long du contact tige-coulis  $\tau/\sigma_o$



Contrainte de cisaillement le long du contact roche-coulis  $\tau/\sigma_o$

Déplacement en tête de l'extrémité tendue (mm)

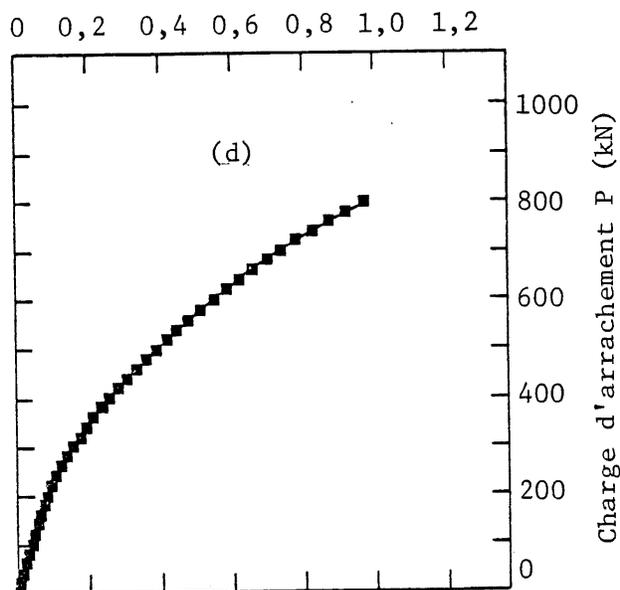
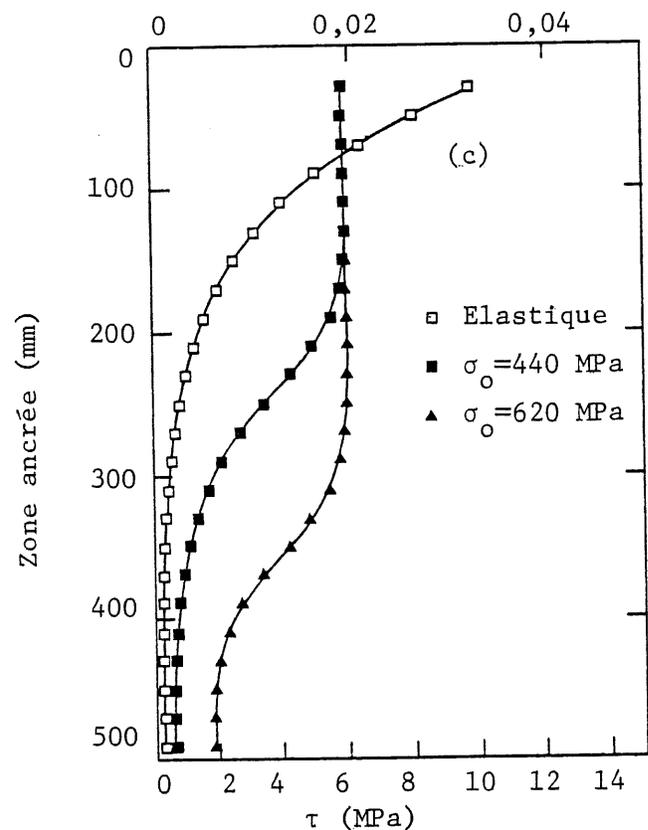
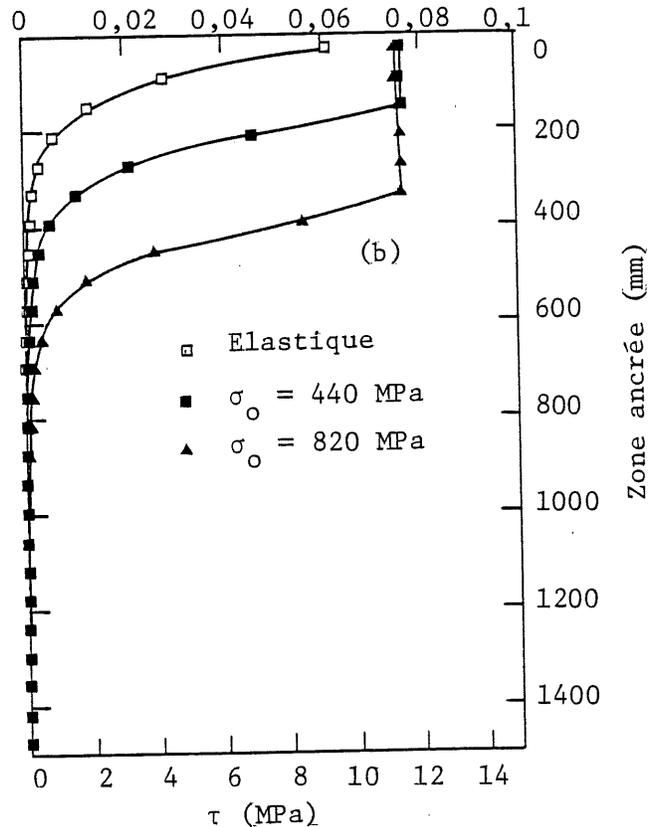
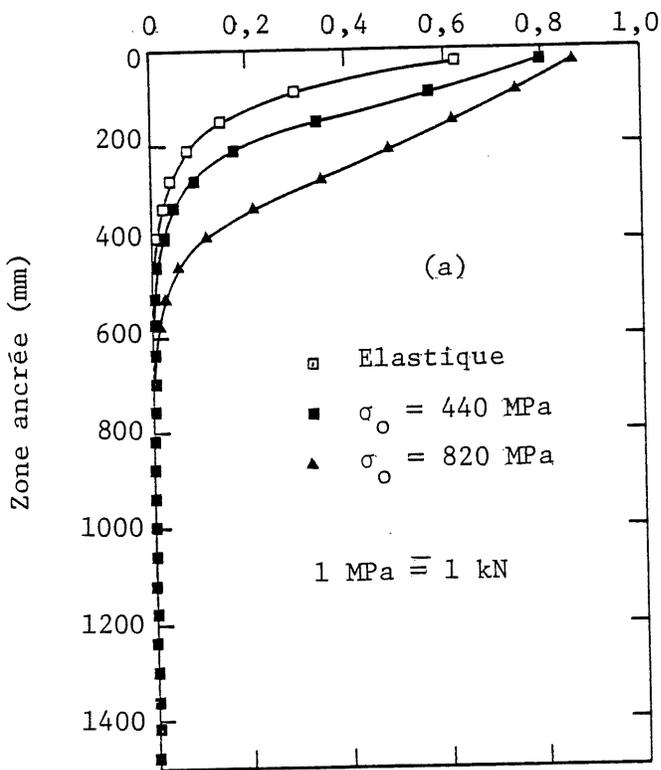


FIGURE 6.11 Distributions des contraintes axiales le long de la tige et des contraintes de cisaillement (LA = 500 mm)

Contrainte axiale le long de la tige  
 $\sigma_x / \sigma_o$

Contrainte de cisaillement le long  
 du contact tige-coulis  $\tau / \sigma_o$



Contrainte de cisaillement le long  
 du contact roche-coulis  $\tau / \sigma_o$

Déplacement en tête de l'extrémité  
 tendue (mm)

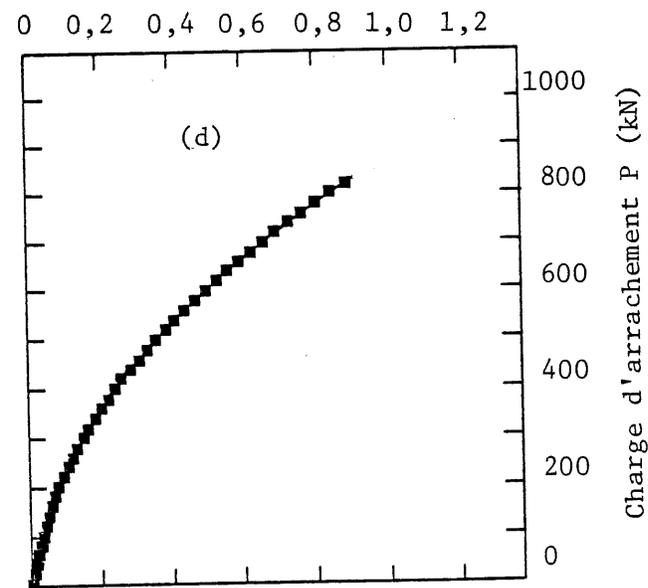
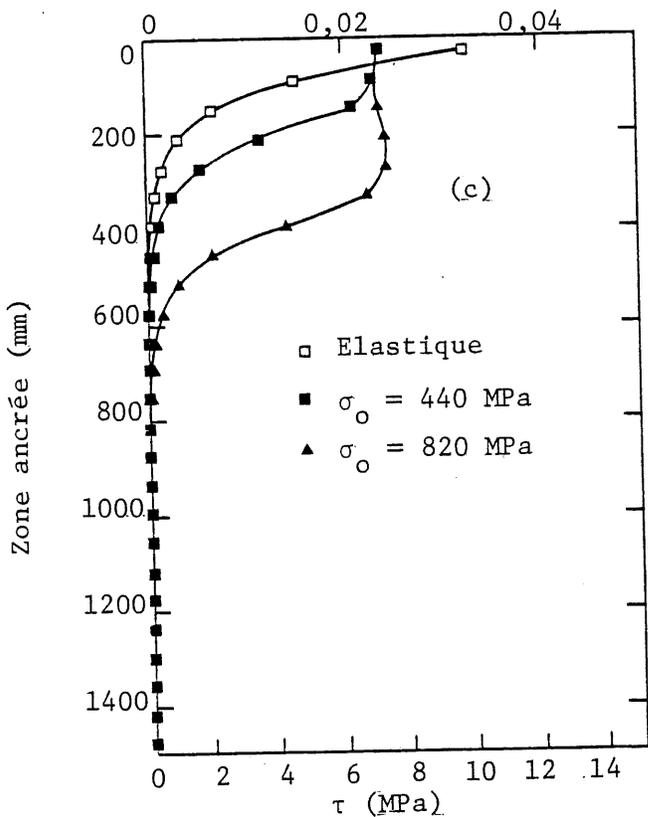


FIGURE 6.12 Distributions des contraintes axiales le long de la tige et des contraintes de cisaillement (LA = 1510 mm)

## ANNEXE A

### ESSAIS DE COMPRESSION UNIAXIALE ET DE COMPRESSION TRIAXIALE SUR LES ÉCHANTILLONS DE ROCHE

Les échantillons de roche utilisés pour ces essais sont des échantillons cylindriques d'un élancement égal à 2 (diamètre = 54,7 mm, hauteur = 110 mm). Les déformations ont été relevées en utilisant des jauges de déformation. Ces jauges sont fabriquées par KYOWA (Electronic Instruments Co., Ltd., Japan) et ont les caractéristiques suivantes: type de jauge KFC-20-C1-11, d'une longueur de 20 mm avec une résistance de  $120 \pm 0,3$  ohms et un facteur de jauge de 2,10.

Le module d'élasticité,  $E$  et le coefficient de Poisson,  $\nu$  ont été déterminés des essais de compression uniaxiale. Les résultats d'un essai sont montrés dans la figure A1.

La cohésion,  $c$ , et l'angle de frottement interne,  $\phi$ , ont été déterminés des essais de compression triaxiale, tel qu'illustré dans la figure A2. La figure A3 montre les variations des déformations longitudinale et transversale en fonction du déviateur de contrainte, pour trois différentes pressions de confinement.

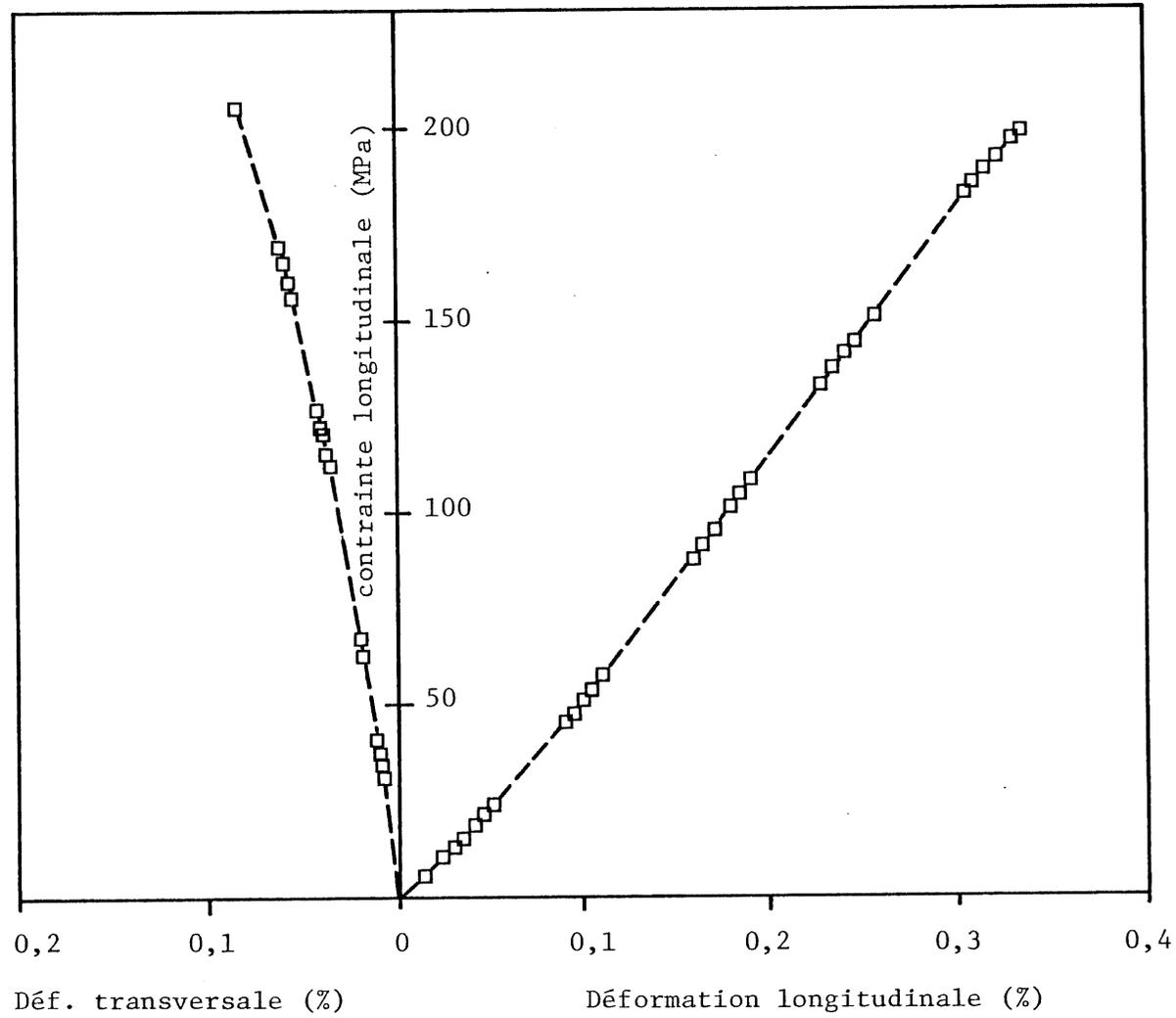


FIGURE A1 Courbe contrainte versus déformations pour un essai typique de compression uniaxiale sur un échantillon de roche

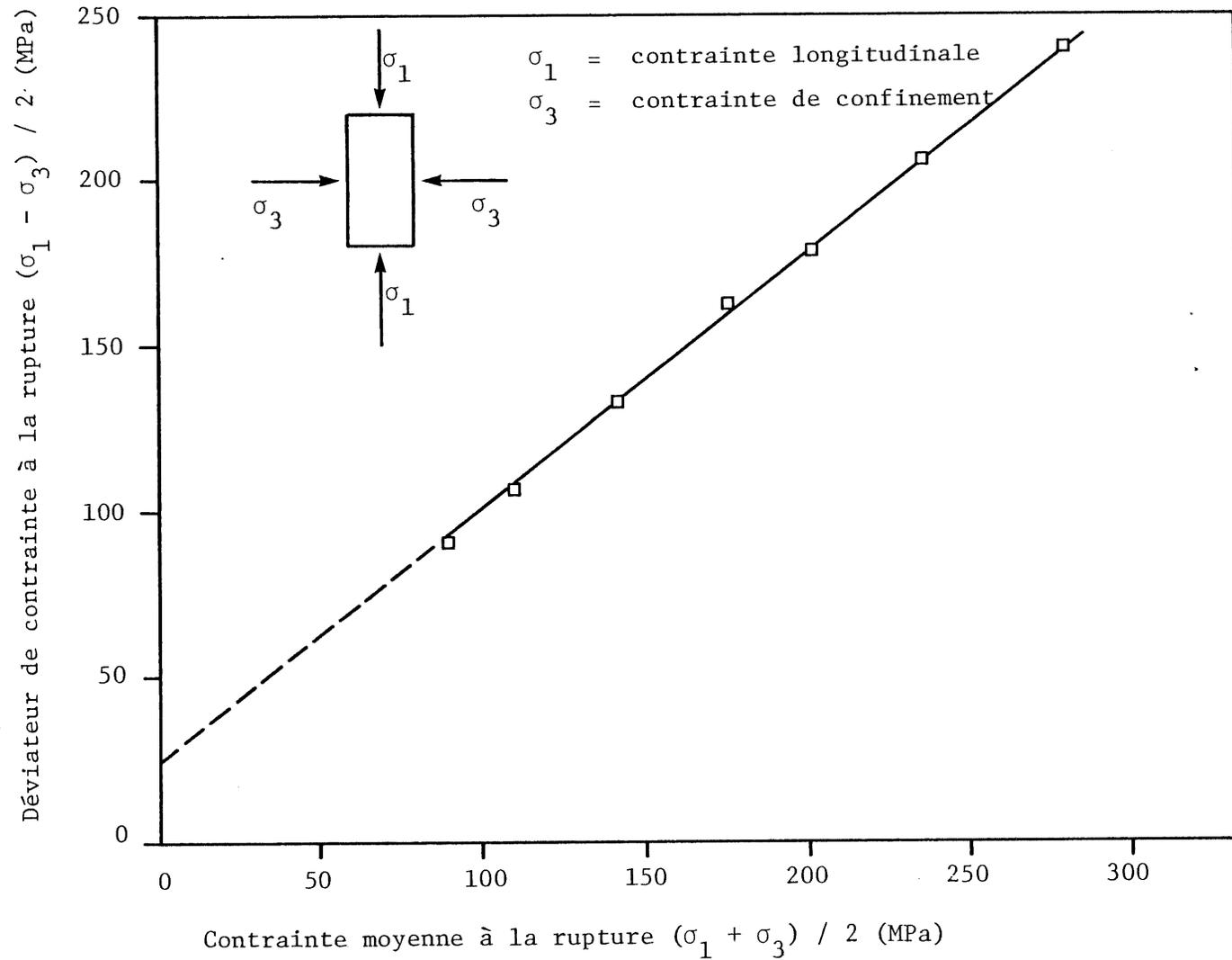


FIGURE A2 Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne de la roche

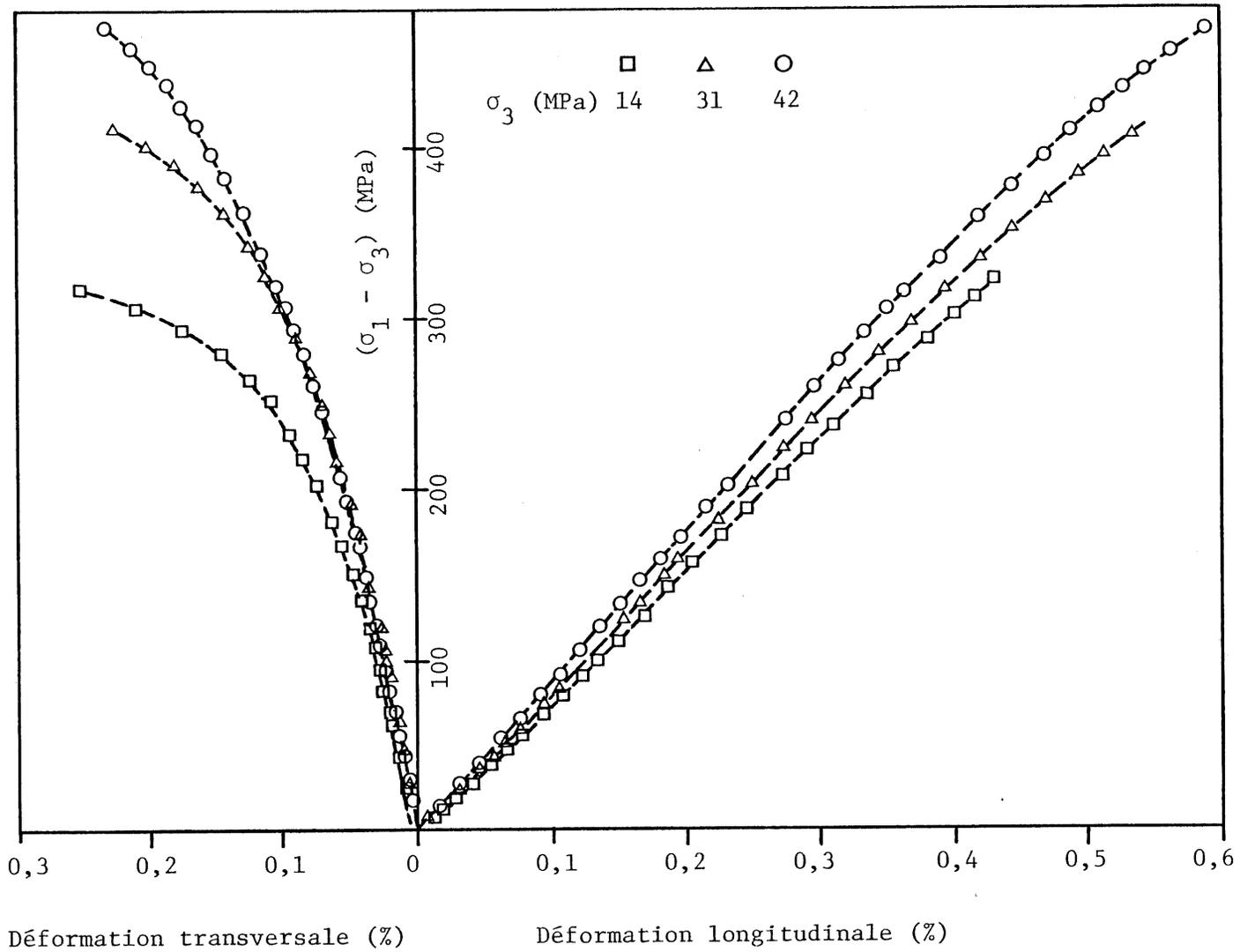


FIGURE A3 Courbe contrainte versus déformations pour des essais de compression triaxiale sur des échantillons de roche

ANNEXE B

CARACTERISTIQUES DE LA TIGE DYWIDAG

**NORTH STAR STEEL COMPANY**

1678 RED ROCK ROAD BOX 43189  
SAINT PAUL, MINNESOTA 55164

HEAT # A26314

SIZE W4X18 36

**CERTIFIED TEST REPORT**



CHEMICAL ANALYSIS

C	Mn	P	S	Si	Sn	Cu	Ni	Cr	Mo	Cb	V	Other
54	130	012	025	62	009	17	40	23	016		085	

**MARK ENDS OF INDIVIDUAL BARS WITH "BZ"**

SPECIMEN AREA	YIELD KIPS	YIELD K.S.I.	TENSILE KIPS	TENSILE K.S.I.	GA. LENGTH	ELON %	BEND	R/R %	wt/ft	GRADE	DATE ROLLED
1.580	218.0	138.0	243.0	153.8	21.65	8.25	OK	11.0	5.58	D150	4/11/83
1.581	223.5	141.4	241.5	152.8	21.4	7.0	OK	8.4	5.59	D150	

THIS MATERIAL HAS BEEN PRODUCED AND TESTED IN ACCORDANCE WITH THE REQUIREMENTS OF APPLICABLE A.S.T.M. SPECIFICATIONS UNLESS OTHERWISE LISTED BELOW. WE HEREBY CERTIFY THAT THE ABOVE TEST RESULTS ARE REPRESENTATIVE OF THOSE CONTAINED IN THE RECORDS OF THE COMPANY. ~~AND TEST CONFORMS TO A722~~  
 1978 SUPPLEMENT This material conforms to Dwy Spec 2 Issue 8 Dtd 3/19/76 as amended by J. Conway's letter of exception Dtd. 5/11/76. Conforms to ASTM A722.

SWORN AND SUBSCRIBED TO BEFORE ME

THIS \_\_\_\_\_ DAY \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
(Notary Public)

MY COMMISSION EXPIRES \_\_\_\_\_

SIGNED \_\_\_\_\_ Lab Tech.

DATE 4/26/83

APPROVED BY \_\_\_\_\_

THIS CERTIFICATE IS NOTARIZED ONLY WHEN REQUESTED.

*[Handwritten signature]*  
17/5/83

*[Handwritten signature]*  
4/29/83

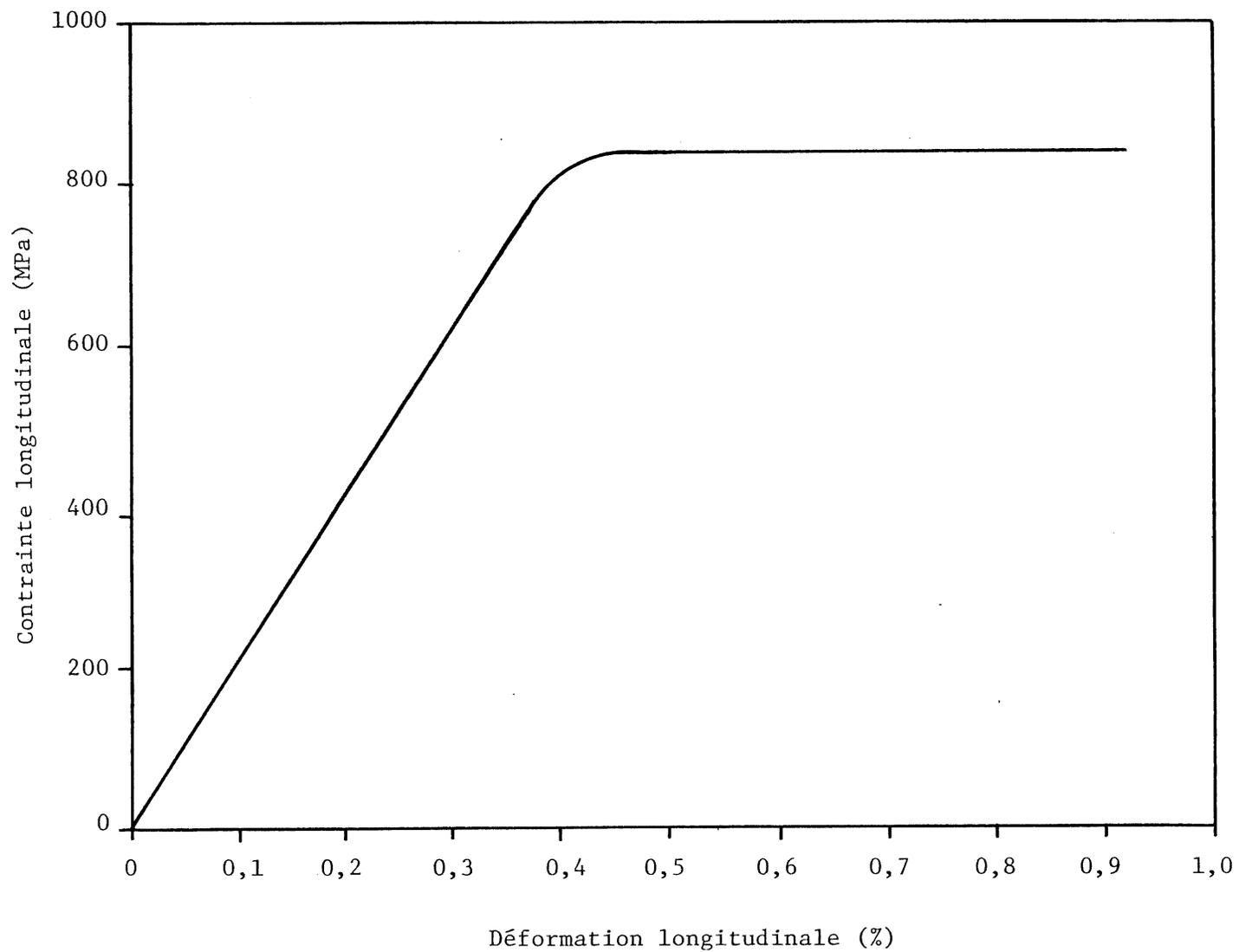


FIGURE B1 Courbe contrainte versus déformation pour un essai de tension uniaxiale sur une éprouvette confectionnée à partir d'une tige Dywidag

## ANNEXE C

### ESSAIS DE COMPRESSION UNIAXIALE ET DE COMPRESSION TRIAXIALE SUR LES ÉCHANTILLONS DE COULIS DE CIMENT C2

Les paramètres mécaniques du coulis ont été déterminés de la même façon que ceux de la roche, annexe A, en utilisant le même équipement (machines d'essais et jauges de déformation).

Un exemple des essais de compression uniaxiale effectués est illustré dans la figure C1. Les résultats des essais de compression triaxiale sont montrés dans la figure C2 (détermination de  $c$  et  $\phi$ ) et dans la figure C3 (contrainte versus déformation).

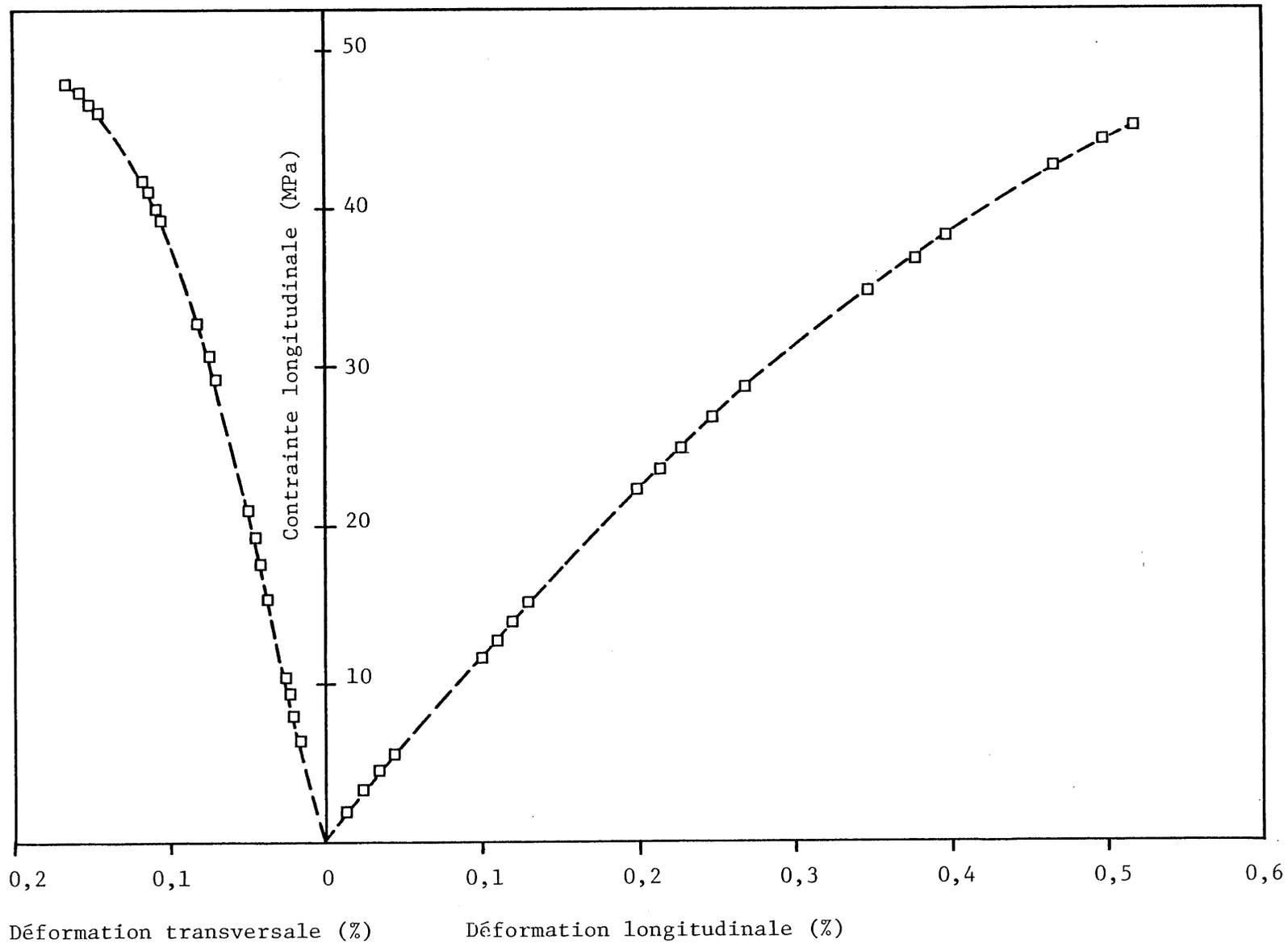


FIGURE C1 Contrainte versus déformations pour un essai typique de compression uniaxiale sur un échantillon de coulis de ciment C2

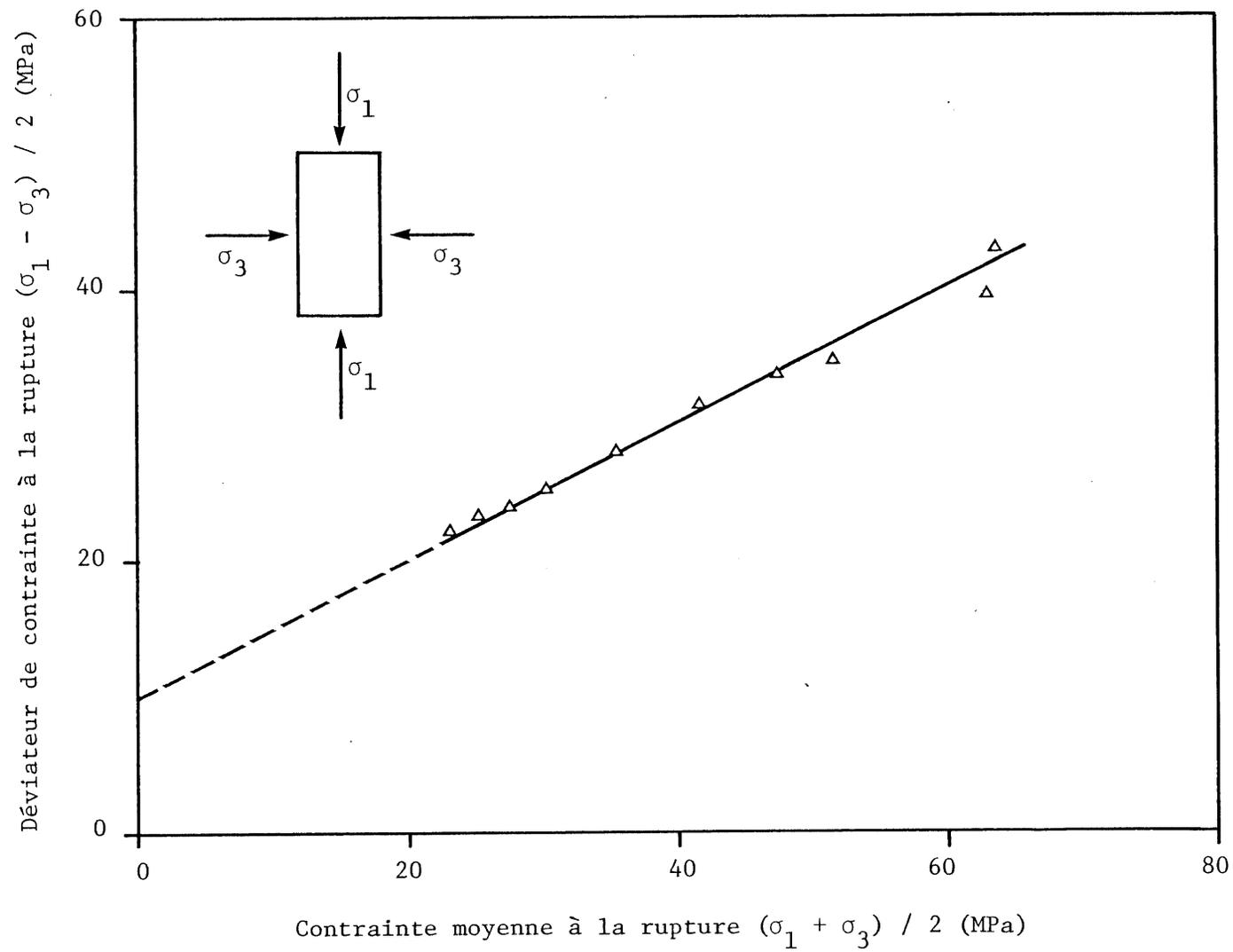


FIGURE C2 Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne du coulis de ciment C2

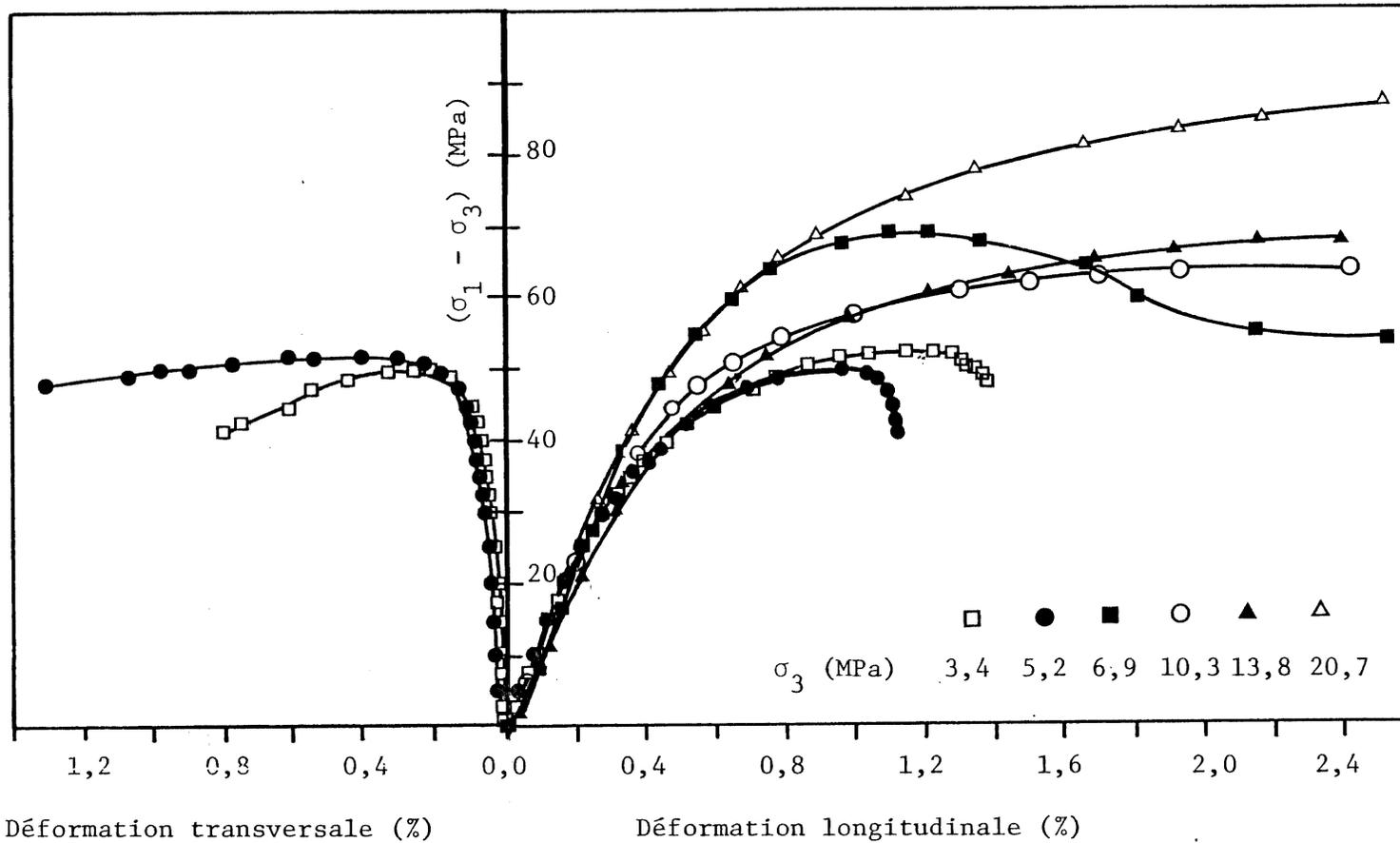


FIGURE C3 Courbes contrainte versus déformations pour des essais de compression triaxiale sur des échantillons de coulis de ciment C2

## ANNEXE D

### CONSTRUCTION ET CALIBRATION DES CELLULES DE CHARGE

Dix cellules de charge, d'une capacité chacune de 1000 kN (100 tonnes) furent fabriquées pour les besoins de essais de relaxation.

Chaque cellule, de forme cylindrique et de dimensions tel qu'indiqué dans la figure D1, fut équipée de quatre jauges de déformation (deux jauges disposées longitudinalement et deux jauges disposées transversalement). Ces quatre jauges furent connectées entre elles afin de réaliser un pont complet. Les jauges utilisées sont fabriquées par MEASUREMENTS GROUP, INC. (Raleigh, North Carolina, U.S.A.) et ont les caractéristiques suivantes: type de jauge EA-06-125TM-120, avec une résistance de  $120 \pm 0,15$  ohms et un facteur de jauge de 2,015.

La calibration des cellules fut réalisée en se servant d'une presse hydraulique MTS d'une capacité de 3000 kN. Une courbe de calibration typique est donnée dans la figure D2.

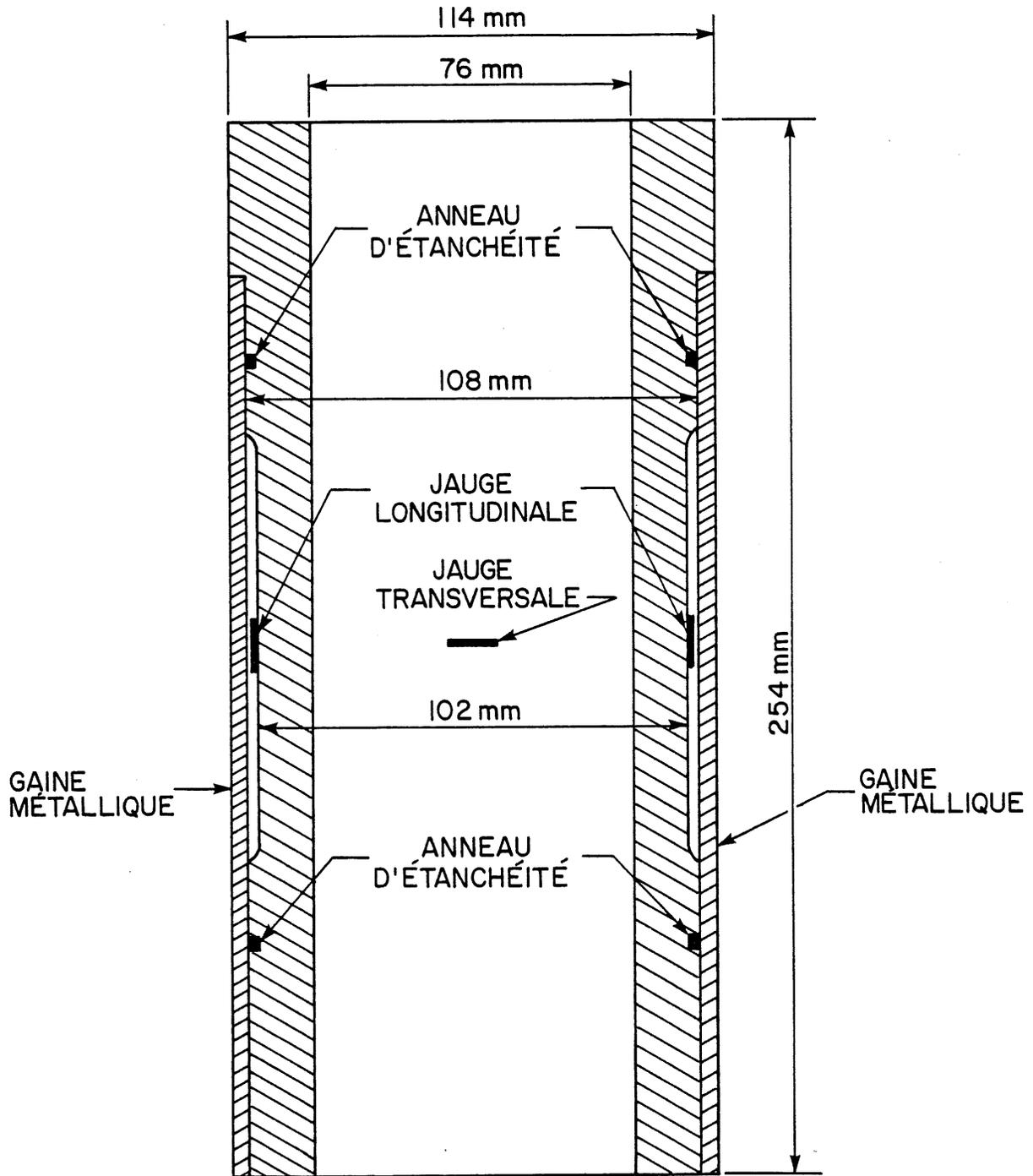


FIGURE D1 Cellule de charge: construction, forme et dimensions.

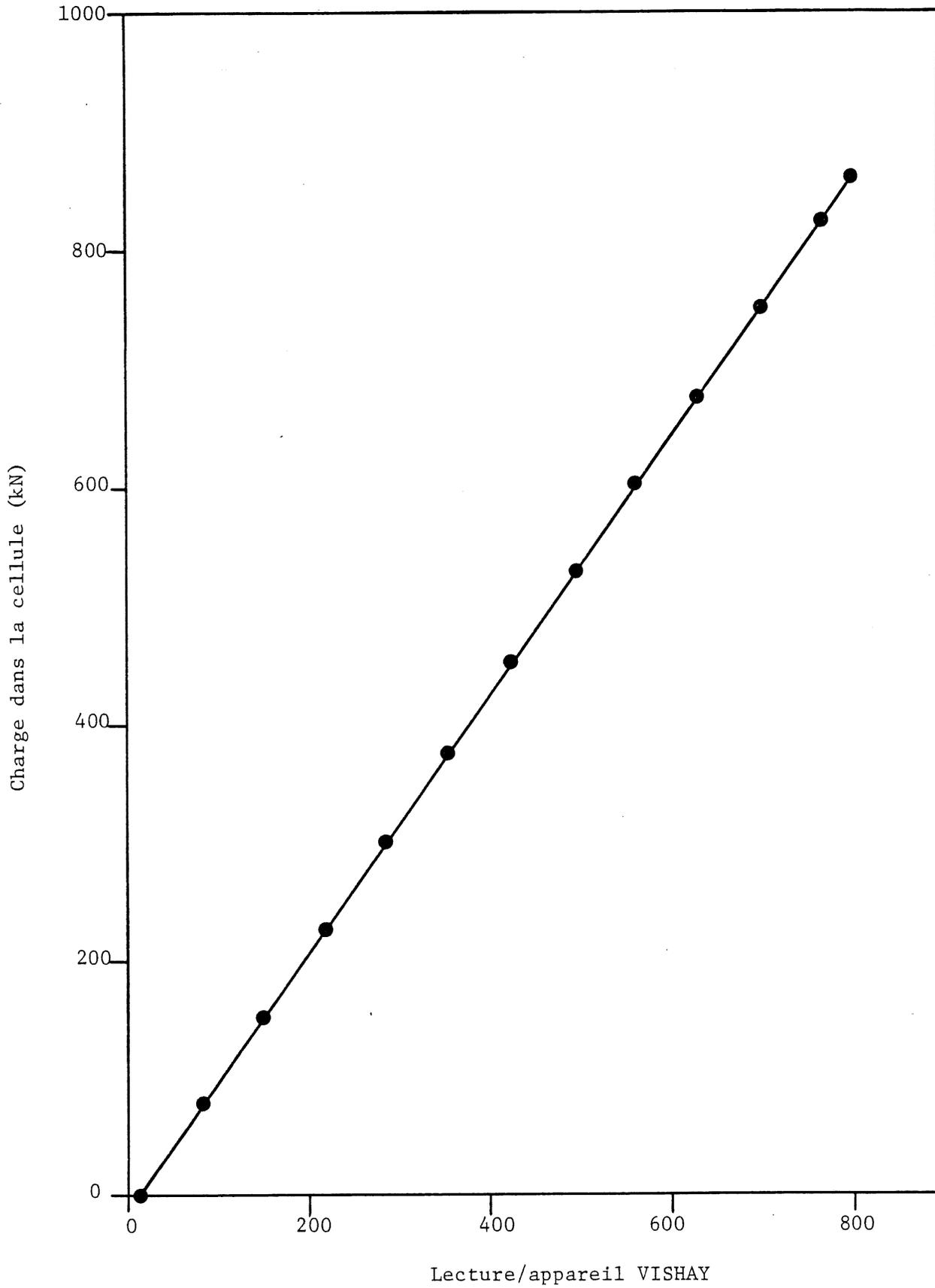


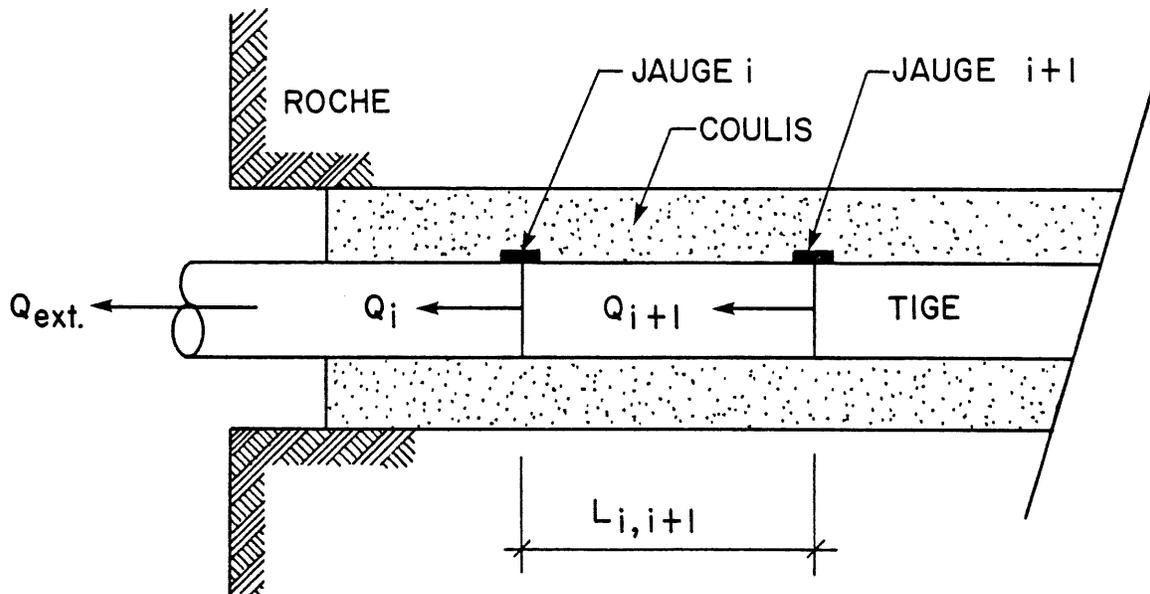
FIGURE D2 Courbe de calibration typique d'une cellule de charge.

## ANNEXE E

### EXPLOITATION DES RÉSULTATS OBTENUS À PARTIR DES JAUGES DE DÉFORMATION

A chaque début d'essai, on prend la lecture initiale de chaque jauge, correspondant à une charge nulle sur l'ancrage; on réfère ensuite à cette lecture initiale toutes les lectures suivantes données par les jauges.

Les déformations axiales dans la tige connues en différents points, on procède alors au calcul des contraintes de cisaillement au contact tige-coulis. Cependant, on ne peut parler de ces contraintes que si l'on considère un champ de forces dans la tige, tel qu'illustré ci-dessous:



$Q_i$  = charge axiale dans la tige au niveau de la jauge  $i$

$Q_{i+1}$  = charge axiale dans la tige au niveau de la jauge  $i+1$

$L_{i,i+1}$  = distance entre les jauges  $i$  et  $i+1$

En effet c'est la différence des charges  $Q_i$  et  $Q_{i+1}$  ( $\Delta Q_{i,i+1}$ ) existant entre deux points distincts ( $i$  et  $i+1$ ) sur la longueur de la tige, qui est transférée au coulis de ciment par adhérence. En supposant que la force axiale dans la tige varie linéairement entre les points  $i$  et  $i+1$ , ce transfert peut être représenté par:

$$\Delta Q_{i,i+1} = \tau_{i,i+1} \times S_{\text{latérale}}$$

ou encore 
$$\Delta \sigma_{i,i+1} \times S_{\text{normale}} = \tau_{i,i+1} \times S_{\text{latérale}}$$

$\Delta Q_{i,i+1}$  = variation de la charge entre les points  $i$  et  $i+1$

$\tau_{i,i+1}$  = contrainte d'adhérence moyenne à  $(L_{i,i+1})/2$

$\Delta \sigma_{i,i+1}$  = variation de la contrainte axiale dans la tige entre les points  $i$  et  $i+1$

$S_{\text{latérale}}$  = surface latérale de la tige entre les points  $i$  et  $i+1$  = périmètre de la tige  $\times L_{i,i+1}$

Donc: 
$$E_a (\epsilon_i - \epsilon_{i+1}) \times S_{\text{normale}} = \tau_{i,i+1} \times S_{\text{latérale}}$$

$E_a$  = module de Young de l'acier de la tige

$\epsilon_i$  = déformation axiale dans la tige au niveau  $i$

$\epsilon_{i+1}$  = déformation axiale dans la tige au niveau  $i+1$

d'où 
$$\tau_{i,i+1} = \frac{E_a (\epsilon_i - \epsilon_{i+1}) \times S_{\text{normale}}}{S_{\text{latérale}}}$$

Compte tenu des valeurs de  $E_a$ , de  $S_{normale}$  et du périmètre de la tige Dywidag utilisée, on obtient:

$$\tau_{i,i+1}(\text{MPa}) = \frac{1,8 (\varepsilon_i - \varepsilon_{i+1})(\text{microdéformation})}{L_{i,i+1}(\text{mm})}$$

(microdéformation =  $10^{-6}$ )

## BIBLIOGRAPHIE

1. ADAMS, J.I. and KLYM, K.W. (1972) "A study of anchorages for transmission tower foundations", Canadian Geotechnical Journal, V.9, #1, 89-104.
2. AGYRIS, J.H. (1962) "Elastoplastic matrix displacement analysis of three dimensionnal continua", J. Roy. Acro. Soc., V.62, 700-707.
3. AITCIN, P.C., BALLIVY, G. and PARIZEAU, R. (1983) "The use of condensed silica fume in grouts", Innovative Cement Grouting, American Concrete Institute, Publication SP-83, 1-18.
4. ANTILL, J.M. (1965) "Relaxation characteristics of prestressing tendons", Civil Eng. Trans. Inst. Eng. Aust., V.7, #2, 151-159.
5. BAKER, L.E., SANDHU, R.S. and SHIEH, W.J. (1970) "Application of elastoplastic analysis in rock mechanics by finite element method", Proc. 11th Symp. Rock Mech., 237-251.
6. BALLIVY, G. et BENMOKRANE, B. (1984) "Essais de fluage à long terme sur des ancrages actifs scellés à la résine", Rapport de Recherche, Génie civil, Université de Sherbrooke, 78 p.
7. BALLIVY, G., BENMOKRANE, B. et AITCIN, P.C. (1984) "Les ancrages et la consolidation des parois rocheuses", Colloque International sur le Renforcement en Place des Sols et des Roches, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 213-217.
8. BALLIVY, G., BENMOKRANE, B. et AITCIN, P.C. (1985) "Le rôle du scellement dans les ancrages actifs injectés dans le rocher", 38ième Conférence Canadienne de Géotechnique, Edmonton, Alberta.
9. BALLIVY, G. and MARTIN, A. (1983) "The dimensionning of grouted anchors", Proceedings of the International Symposium on Rock Bolting, Abisko, Rock Bolting, edit. O. STEPHANSON, A.A. BALKEMA, 1984, 353-365.

10. BANKS, J.A. (1957) "Allt-Na-Lairige prestressed concrete dam", Proceedings, Institution of civil Engineers, London, V.6, 91-101.
11. BANNISTER, J.L. (1959) "Characteristics of strand prestressing tendons", Structural Engineer, V.37, 79-86.
12. BARRON, K., COATES, D.F. and GYENGE, M. (1971) "ARTIFICIAL SUPPORT OF ROCK SLOPES", Dept. of Energy, Mines and Resources, Mines Branch, Ottawa, Research Report R-228, 145 p.
13. BATHE, K.J. (1982) "Finite element procedures in engineering analysis", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 735 p.
14. BRITISH COLUMBIA HYDRO and POWER AUTHORITY (1980), "Grouted dowel studies Phase 3 test results", Columbia River-Revelstoke Project, 35 p.
15. BENMOKRANE, B., AITCIN, P.C., PARIZEAU, R. and BALLIVY, G. (1984) "The use of expansive portland cement grouts to increase the bond between the rod and the grout in grouted rock anchors", Rapport de Recherche, Génie civil, Université de Sherbrooke, 20 p.
16. BENMOKRANE, B. et BALLIVY, G. (1986) "Analyse par la méthode des éléments finis du comportement à l'arrachement d'ancrages injectés dans un massif rocheux homogène - Programme informatique Arrachement", Rapport de recherche, Génie civil, Université de Sherbrooke.
17. BERARDI, G. (1967) "Sul comportaments degli ancoraggi immersi in terreni diversi", University of Genova, Inst. Const. Sci. Series III, No 60, 18 p.
18. BROWN, D.G. (1970) "Uplift capacity of grouted rock anchors", Ontario-Hydro Resident Quaterly, V.22, #4, 18-24.
19. BRUCE, D.A. (1976) "The design and performance of prestressed rock anchors with particular reference to load transfert mechanisms", Ph.d. thesis, University of Aberdeen, 670 p.

20. BUSTAMANTE, M., DELMAS, F. et LACOUR, J. (1978) "Comportement des tirants précontraints", Revue Française de géotechnique, #3, 24-34.
21. CHEN, W.F. (1983) "Plasticity in reinforced concrete", Mc Graw Hill Book Company, 475 p.
22. CMFE (1975) "Canadian manual on foundation engineering", National Research Council of Canada, Ottawa, 318 p.
23. COATES, D.F. and YU, Y.S. (1971) "Rock anchor design mechanics", Dept. of Energy, Mines and Ressources, Mines Branch, Ottawa, Research Report R-233, 13 p.
24. COMTE, C. (1965) "L'utilisation des ancrages en rocher et en terrain meuble", Bulletin Technique de la Suisse romande, V.22, 325-338.
25. DESAI, C.S. and SIRIWARDANE, H.J. (1984) "Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials", Prentice-Hall, Inc., Englewood cliffs, N.J., 457 p.
26. DUPUIS, M. (1980) "Contribution à l'étude des ancrages passifs scellés dans le roc", Mémoire de Maîtrise, Université de Sherbrooke (Québec), 181 p.
27. EVANS, R.H. (1955) "Applications of prestressed concrete to water supply and drainage" Public Health Engineering Division Meeting, Paper No 12, London.
28. FARMER, I.W. (1975) "Stress distribution along a resin grouted rock anchor", Int. J. Rock Mech. Min. Sci., V.12, 347-351.
29. FENOUX, G.Y. et PORTIER, J.L. (1972) "La mise en précontrainte des tirants", Travaux, V.54, 33-43.

30. GEDDES, J.D. and SOROKA, I. (1964) "The effect of grout properties on transmission length in grout bonded post-tensioned beams", Mag. Conc. Res., V.16, #47, 93-98.
31. GILKEY, H.J., CHAMBERLAIN, S.J. and BEAL, R.W. (1965) "Bond between concrete and steel", Engineering Report No 26, Iowa Engineering Experiment Station, Iowa State College, Ames, 25-147.
32. HAAS, C.J., CLARK, G.B. and NITZSCHE, R.N. (1975) "An investigation of the interaction of rock and type of rock bolts for selected loading conditions". Rock Mech. and Explosives Research Center, University of Missouri, PB-267672, 342 p.
33. HANNA, T.H. (1982) "Foundations in tension ground anchors", Trans Tech Publications, Serie on Rock and Soil Mechanics, First Edition, 575 p.
34. HAWKES, J.M. and EVANS, R.H. (1951) "Bond stress in reinforced concrete columns and beams", The Journal of the Inst. of Struc. Eng., V.24, #10, 323-327.
35. HOBST, L. (1965) "Vizepitmenyek kihorgonyzasa", Vizugi Koslemenyek, V.4, 475-515.
36. HOBST, L. and ZAJIC, J. (1977) "Anchoring in rock", Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, Oxford, New-York, 390 p.
37. HOEK, E. and BRAY, J.W. (1974) "Rock slope engineering", Journal of Mining and Metallurgy, London, 309 p.
38. HOLLINGSHEAD, G.W. (1971) "Stress distribution in rock anchors", Canadian Geotechnical Journal, V.8, #4, 588-592.
39. HORVATH, R.G. and KENNEY, T.C. (1979) "Shaft resistance of rock-socketed drilled piers", American Society of Civil Engineers, Preprint 3717 ASCE Convention, Atlanta, 32 p.

40. INTERNATIONAL SOCIETY for ROCK MECHANICS (1974) "Suggested method for rock bolt testing", Commission on Standardisation of Laboratory and Field Tests, Document #2, 16 p.
41. JUDD, W.R. and HUBER, C. (1961) "Correlation of rock properties by statistical methods", Int. Symp. on Mining Research, Pergamon, Oxford.
42. KHAOUA, M., MONTEL, B., CIVARD, A. and LUGA, R. (1969) "Cheurfas dam anchorages: 30 years of control and recent reinforcement", Proceedings, 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Mexico City, Specialty Session No 15, 167-171.
43. LAXMINARAYAN, H.R. (1979) "Report on ground anchors", Indian Nat. Group of Inter. Ass. of Bridge and Struc. Eng., New-Delhi, 370-407.
44. LABORATOIRE CENTRAL des PONTS et CHAUSSÉES (1976) "Rosalie - système de calcul des massifs et des structures", Notice de Présentation et d'Utilisation en Géomécanique et en Mécanique des Structures, No 1.09.14.6, Paris.
45. LEECH, T. and PENDER, E. (1961) "Experience in grouting rock bolts", Proc. 5th Int. conf. Soil Mech. and Found. Eng., V.2, 445-452.
46. LITTLEJOHN, G.S. (1975) "Rock anchors - Design and quality control", 16th Sym. on Rock Mech., University of Minnesota, 53-64.
47. LITTLEJOHN, G.S. (1970) "Soil anchors", ICE Conference on Groung Eng., London, 33-44.
48. LITTLEJOHN, G.S. and BRUCE, D.A. (1975, 1976) "Rock anchors state of the art Part 1: Design, Part 2; Construction, Part 3; Stressing and testing", Ground Eng., V.8, #3,4,5,6 et V.9, #2,3,4.
49. LITTLEJOHN, G.S. and BRUCE, D.A. (1979) "Long-term performance of high capacity rock anchors at Devonport", Ground Eng. V.12, #7, 25-33.

50. LITTLEJOHN, G.S. and BRUCE, D.A. (1977) "Rock anchors: state of the art", Foundation Publication Ltd., 7 Ongar Road, Brentwood, England.
51. LITTLEJOHN, G.S. and MacFERLANE, I.M. (1974) "A case history of study of multified diaphragm walls", ICE Conf. on Diaphragm Walls and Anchors, London, 113-121.
52. LITTLEJOHN, G.S. and TRUMAN-DAVIES, C. (1974) "Ground anchors at Dovonport nuclear complex", Ground Eng., V.7, #6, 19-24.
53. LUTZ, L.A. and GERGELY, P. (1967) "Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete", American Concrete Institute Journal, Title No 64-62, 711-721.
54. MARTIN, A. (1981) "Contribution à l'étude de la répartition des contraintes le long d'un ancrage scellé dans le rocher", Mémoire de Maîtrise, Université de Sherbrooke (Québec), 181 p.
55. MENDELSON, A. (1968) "Plasticity: theory and application", The Mac Millan Company, New-York, 353 p.
56. MIDDLETON, H. (1961) "Raising of the argal dam", The Consulting Engineer, V.11.
57. MIHAJLOV, K.V. (1968) "Stress relaxation of high tensile steel", Proc. F.I.P. Symp. on Steel for Prestressing, Madrid, 57-78.
58. MONTMARIN, A. et TER-MINISSIAN, W. (1955) "Intérêt économique des différents types d'ouvrages du barrage composite de l'Oued Mellègue en Tunisie", 5th Congrès des Grands Barrages, Paris.
59. MORRIS, S.S. (1956) "Steenbras dam strenghened by post-tensioning cables", Civil Engineering, V.2.

60. MOSCHLER, E. and MATT, P. (1972) "Felsanker und kraftnessanlage in der kaverne Waldeck II", Schweizerische Bauzeitung, V.90, #31, 737-740.
61. MULLER, H. (1966) "Erfahrungen mit verankerungen system BBRV in fields und lockergesteinen", Schweizerische Bauzeitung, V.84, #31, 737-740.
62. NATAU, O.P. and WULLSCHLAGER, D.H. (1983) "Theoretical and experimental studies in bearing behaviour and corrosion protection of rock anchors up to a load limit of about 4900 kN", 5th Int. Symp. of Rock Mech., Melbourne, A59-A64.
63. NAYAC, G.C. and ZIENKIEWICZ, O.C. (1972) "Convenient form of stress invariants for plasticity", Proc. ASCE, V.98, #ST4, 949-954
64. OSTERBERG, J.O. and GILL, S.A. (1973) "Load transfert mechanism for piers socketed in hard soils or rock", Proc. 9th Canadian Rock Mech. Symp., 235-262.
65. OSTERMAYER, H. (1974) "Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors", ICE conf. on diaphragm Walls and Anchorages, London, 141-151.
66. PATRICK, W.W. (1975) "Creep and stiffness of full column resin grouted roof bolts", Master thesis, University of Missouri - Rolla, 78 p.
67. PHILIPS, S.H.E. (1970) "Factors affecting the design of anchorages in rock", Cementation Research Ltd., Report No R48-70, London, 14 p.
68. RADHAKRISHNA, H.S. and ADAMS, J.I. (1977) "Uplift capacity of footings and anchors for transmission towers", Ontario Hydro Research Quaterly, V.19, #1, 16-20.
69. RAO, R.M. (1964) "The use of prestressing technique in the construction of dams", Indian concrete Journal, 297-308.

70. RAWLINGS, G. (1968) "Stabilisation of potential rockslides in folded quartzite in Northwestern Tasmania", Eng. Geol., V.2, #5, 283-292.
71. REYES, S.F. and DEERE, D.U. (1966) "Elastoplastic analysis of underground openings by the finite element method", Proc. 1th Int. Cong. Rock Mech., V.2, Lisbonne, 477-483.
72. ROCA, J. (1979) "Evaluation of field rock anchor pullout test", Master thesis, Georgia Institute of Technologie (Atlanta), 75 p.
73. RUTTNER, A. (1966) "Anwendung von vorgespannten Felsankern (System BBRV) bei der Erhöhung der Spullersee - Talsperren", Schweizerische Bauzeitung, V.4.
74. SAGE, A.P. (1986) "Contribution à l'étude des ancrages scellés dans le rocher, soumis à des sollicitations cycliques", Mémoire de Maîtrise, Université de Sherbrooke (Québec), 158 p.
75. SALIMAN, R. and SCHAEFFER, R. (1968) "Anchored footing for transmission towers", Preprint No 753, ASCE, Annual Meeting, Pittsburgh, 28 p.
76. SANGLERAT, T.R.A. et SANGLERAT, G. (1985) "Exemple de rupture de fondations ancrées par tirants précontraints", Revue Française de Géotechnique, No 32, 71-80.
77. SCHMIDT, A. (1956) "Rock anchors hold T.V. tower on Mt. Wilson", Civil Eng., V.56, 24-26.
78. SCHNABEL, H.J. (1974) "Procedures for testing earth trepacks", ASCE National Structural Engineering Meeting, Cincinnati, Preprint 2278.
79. SECURITAS (BUREAU FRANCAIS) (1977) "Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrages", T.A. 77, Editions Eyrolles, Paris, 140 p.

80. SEGERLING, L.J. (1976) "Applied finite element analysis", John Wiley and sons, Inc., 417 p.
81. SHIELDS, D.R., SCHNABEL, H. and WEATHERBY, D.E. (1978) "Load transfert in pressure injected anchors", Journal of the Geotechnical Eng. Div., GT9, 1183-1195.
82. SMITH, I.M. (1982) "Programming the FINITE ELEMENT METHOD with application to geomechanics", John Wiley and sons, Inc., 349 p.
83. SUZUKI, I., HIRAKAWA, T., MORII, K. and KANENKO, K. (1972) "Développements nouveaux dans les fondations de pylônes pour lignes de transport THT du Japon", Conf. Int. des Grands Réseaux Electriques à Haute Tension, Papier 21-11, 13 p.
84. TRAVAUX (1958) "Le barrage du Mont-Larron", V.8.
85. YAP, L.P. and RODGER, A.A. (1984) "A study of the behaviour of vertical rock anchors using the finite element method", Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci., V.22, #2, 47-61.
86. ZIENKIEWICZ, O.C. (1977) "The finite element method in engineering sciences", Mc Graw-Hill Company, London, 3rd Edition.
87. ZIENKIEWICZ, O.C., VILLIAPAN, S. and KING, I.P. "Elastic-plastic solutions of engineering problems 'Initial Stress' finite element approach", Int. J. Num. Meth. Eng., V.1, 75-100.