N°d'ordre NNT : 2017LYSET001

THÈSE DE DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE LYON

opérée au sein de

l'École Nationale des Travaux Publics de l'État

Ecole Doctorale N° 162

Mécanique, Énergétique, Génie Civil, Acoustique

Spécialité de doctorat : Génie Civil

Soutenue publiquement le 16/01/2017, par :

Duc An Ho

Comportement axial des ancrages passifs scellés au rocher : étude de l'interface barre-scellement et modélisation

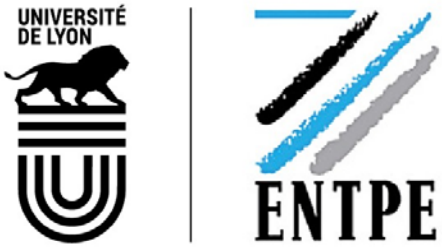
Devant le jury composé de :

Wong Henry	Directeur de recherche	LGCB/LTDS/UMR, ENTPE, France	Président du jury
Charlier Robert	Professeur	ArGEnCo, ULg, Belgique	Rapporteur
Sulem Jean	Directeur de recherche	Navier, ENPC, France	Rapporteur
Hantz Didier	Maître de conférence HdR	UGA, ISTerre, France	Examinateur
Limam Ali	Professeur	LGCIE, INSA de Lyon, France	Examinateur
Serratrice Jean-François	Chargé de recherche HdR	CEREMA DTer, France	Examinateur
Rajot Jean-Pierre	ICPEF-HDR	IFSTTAR, France	Directeur de thèse
Bost Marion	Ingénieur-Docteur	IFSTTAR, France	Co-directrice de thèse
Huteau Magali	Ingénieur	LVE-OTH, SNCF, France	Invitée
Robit Philippe	Ingénieur	GTS, France	Invité

Thèse préparée au
Laboratoire Risque Rocheux et Ouvrages géotechniques (RRO)
Institut Français des Sciences et Technologies des Transports,
de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR)



IFSTTAR
GERS/RRO
25 Avenue François Miterrand Case 24
Cité des mobilités
69675 Bron Cedex, France



ENTPE
Rue Maurice Audin
69518 Vaulx-en-Velin Cedex, France

Remerciements

J'ai effectué cette thèse au sein du laboratoire Risque Rocheux et Ouvrages géotechniques (RRO) de l'IFSTTAR à Bron, France. Arrivé au terme de ce travail de thèse, je voudrais remercier chaleureusement un grand nombre de personnes, qui par leur aide, ont contribué à l'élaboration de ce travail.

Je souhaiterais tout d'abord témoigner toute ma reconnaissance à mes encadrants pour la confiance qu'ils m'ont accordée. Mes profonds et vifs remerciements s'adressent à Jean-Pierre Rajot, qui fut pour moi un directeur de thèse attentif et disponible malgré ses nombreuses charges. Sa compétence, sa rigueur scientifique et sa clairvoyance m'ont beaucoup appris. Je tiens à exprimer toute ma gratitude à Marion Bost, qui m'a suivi de près tout au long de ces trois années. Je lui suis très reconnaissant pour les heures qu'elle a consacrées à diriger la thèse, pour nos nombreux échanges au cours de ces années. Son œil critique sur mon travail, la pertinence de ses conseils m'ont guidé et poussé à aller plus loin dans mes réflexions et m'a permis d'acquérir les démarches propres à la recherche scientifique et plus globalement, à la vie professionnelle. Sa relecture attentive et la correction de mes écrits a permis de leur faire gagner en qualité. Merci pour tout ce qu'elle a fait pour moi.

Cette thèse n'aurait pu pas aboutir sans Patrick Joffrin et Christophe Pruvost. Je les remercie pour avoir préparé tous les moyens nécessaires et m'avoir aidé dans la réalisation de la campagne d'essais in-situ, sous des conditions météo difficiles à Montagnole. C'est grâce à eux, à leur dévouement que la campagne expérimentale s'est bien déroulée. Merci de tout mon cœur à Christophe Pruvost, qui m'a accompagné tous les jours pendant la période d'essais. Les journées étaient longues, mais agréables avec son humour.

Je tiens à remercier la SNCF et la société GTS pour avoir fait le choix d'assurer les supports financier et technique de ce programme de recherche, et pour avoir mis en œuvre tous les moyens nécessaires à la réalisation de ce travail. Je désire remercier vivement Philipe Robit de la société GTS, Magali Huteau et Jean-Baptiste Néel de la SNCF d'avoir accepté de faire partie de mon comité de suivi. Je les remercie pour leur intérêt, leurs avis critiques, leurs conseils fructueux lors de nos nombreux échanges scientifiques, qui ont été pour moi une source d'inspiration.

Je voudrais remercier Monsieur Henry Wong qui m'a fait l'honneur de présider le jury. Je tenais à remercier sincèrement Messieurs Jean Sulem et Robert Charlier qui ont accepté d'être rapporteur, pour le temps passé à évaluer ce travail, pour leurs nombreuses remarques et suggestions afin d'améliorer la qualité de ce mémoire. Je leur en suis très reconnaissant. Je remercie Messieurs Ali Limam, Didier Hantz, Jean-François Serratrice, qui ont bien voulu faire partie de mon jury de thèse, pour leurs discussions scientifiques lors de la réunion du comité scientifique et le jour de la soutenance.

Au-delà du travail de thèse, le stage au sein de l'entreprise GTS a été pour moi, une étape essentielle de mon parcours de formation, et m'a permis de découvrir et d'apprécier l'univers professionnel. Pour cette raison, je voudrais remercier Philippe Berthod de la société GTS et son équipe pour m'avoir fait découvrir le métier sur le terrain, en me proposant un stage sur chantier. Mes remerciements vont également à Jean-Baptiste Néel, qui m'a montré les activités et l'intérêt de la thèse vis-à-vis à la SNCF lors de mes séjours au sein de société.

La thèse est aussi un travail collaboratif. Je tiens à remercier les personnes avec qui j'ai eu l'occasion de travailler et qui m'ont ouvert de nouveaux horizons. Un grand merci à Aghiad Khadour du laboratoire LISIS de l'IFSTTAR, qui m'a expliqué et effectué les mesures par fibre optique. J'aimerais remercier également Fabrice Rojat de l'unité « Géomatériaux » du CEREMA, Adrien Houel et Florent Boisbouvier de l'unité « Ouvrage d'Art » du CEREMA, pour avoir effectué les essais de caractérisation des matériaux en laboratoire.

J'aimerais remercier tous mes amis au RRO à l'IFSTTAR : Hussein, Tarik et Jean, pour l'ambiance de travail et pour les moments de convivialité partagés entre nous. Je leur souhaite le succès. J'adresse mes remerciements à nos aimables secrétaires : Gaëlle, Anne-Christine pour leurs aides indispensables dans les formalités administratives.

Cette thèse, en dehors de son contenu scientifique, reste une période de ma vie en France, où j'ai eu la chance de rencontrer des amis vietnamiens, qui m'ont toujours soutenu et aidé depuis mon arrivée. Je leur en suis très reconnaissant. Les souvenirs avec eux restent à jamais gravés dans ma mémoire.

Enfin, il me tient énormément à coeur de vous dire merci : papa, maman et mon frère. Merci d'être toujours à côté de moi, de m'avoir donné des racines et des ailes. De m'avoir supporté et motivé durant ces trois années. Je sais à présent que j'aurai toujours une famille vers qui me tourner dans les bons et mauvais moments.

Résumé

L'installation et la maintenance des ancrages passifs scellés au rocher représentent un coût important dans le budget de fonctionnement des infrastructures de transport sujettes à l'aléa rocheux. Dans ce contexte, clarifier et optimiser les méthodes de dimensionnement actuellement employées représente un enjeu fort. Or le comportement d'un ancrage passif scellé au rocher est très complexe : il fait intervenir non seulement la rupture des matériaux constituants mais également la rupture des interfaces. Par ailleurs, la résistance de l'interface barre-scellement lors de l'arrachement d'un ancrage dépend du caractère dilatant de cette interface, liée à la géométrie de la barre (verrous) et à la plastification du matériau de scellement. Le travail de cette thèse porte sur une meilleure compréhension du comportement en traction d'un ancrage passif scellé au rocher, l'objectif étant d'améliorer la conception et le dimensionnement des ancrages sollicités axialement.

Premièrement, le travail a consisté à définir le comportement de l'interface barre-scellement, Pour cela, un modèle numérique a été développé afin de reproduire des essais d'arrachement, sous différentes contraintes de confinement radial, de barres d'acier de haute adhérence (HA) scellées sur une longueur de 15 cm dans un cylindre de coulis de ciment (Moosavi et al. 2005). La géométrie réelle de l'interface acier–scellement a été considérée dans le modèle. Le comportement du coulis de scellement a été représenté par un modèle de type «concrete damage plasticity» (CDP), modèle de Lubliner (1986), implémenté dans Abaqus (2012). La représentation dans une approche continue de la plastification locale et de la fissuration, a nécessité un calage pour tenir compte des effets d'échelle. Le comportement de l'interface barre-scellement a ainsi été identifié comme cohésif dommageable avec frottement, dans une bande de cisaillement de largeur entre 2 et 3 fois la hauteur des verrous. Dans l'objectif de simuler un ancrage sur le terrain, des éléments d'interface représentant le contact acier-scellement (sans les verrous) ont été développés.. La performance des éléments a été testée par la modélisation d'essais réalisés par Benmokrane et al. (1995) pour des barres de HA scellées en forage dans un bloc de béton, c'est-à-dire avec des conditions-limites radiales à rigidité constante.

En parallèle, afin de tester l'influence de différents paramètres (géométrie, propriétés de matériau, accessoires de mise en œuvre) sur le comportement de l'ancrage, une campagne in-situ de 36 essais d'arrachement de barres d'acier HA scellées dans un massif calcaire résistant a été réalisée. Certaines barres équipées de fibre optique ont permis d'étudier finement la mobilisation de l'interface entre la barre d'acier et le matériau de scellement lors de la sollicitation axiale.

Ces observations expérimentales, comparées aux résultats de la simulation numérique des essais, ont permis de valider le modèle numérique développé et en particulier les éléments d'interface. Par ailleurs, dans nos conditions d'essais, il n'est pas noté d'effet de la longueur de scellement ou de la résistance du coulis de scellement sur la résistance de l'ancrage : la résistance est limitée par la résistance en traction de la barre d'acier. Quant à la rigidité de l'ancrage, c'est le rapport diamètre de la barre/diamètre du forage ou un coulis plus résistant qui tend à rigidifier le comportement de l'ancrage. Pour un rocher résistant et homogène, la longueur de scellement efficace est au maximum de 65cm pour les diamètres usuels de barre. Elle tend à augmenter quand le système est plus déformable : coulis de scellement moins résistant ou, pour un diamètre de barre donné, diamètre de forage plus grand. La présence de la canule d'injection ne semble pas perturber le comportement de l'ancrage. Par contre, une attention particulière doit être portée à la mise en œuvre de la chaussette géotextile.

Mots-clés : ancrage passif, rocher, interface barre-scellement, rupture, modélisation numérique, essais in-situ.

Abstract

Fully grouted rockbolts have been used for decades for transport infrastructure exposed to rockfall hazards. However their installation and maintenance are usually costly. Therefore, understanding and optimizing of the current design method for this type of anchorage is a major challenge. This study is not simple because of the complexity of fully grouted rockbolt behavior: its failure involves not only the failure of constituent materials (rockbolt, grout, rock), but also the failure of bolt-grout and grout-rock interfaces. Moreover, the strength of bolt-grout interface depends on the interface dilatancy, which is likely linked to the geometry of ribs and to the plastification of grout material. This thesis which includes two different parts, a numerical modeling and an experimental work, contributes hence to a better understanding of fully grouted rockbolt behavior under an axial tensile load, in order to improve the current design method.

Firstly the bolt-grout interface behavior in particular the force transmission between the bolt and the grout, was studied. For this purpose, a numerical model was proposed to simulate the pull-out test of a short length of 15cm of bolt grouted in a cylinder of cement hardened paste, under constant confinement pressure (Moosavi et al., 2005). In this model, the bolt-grout interface was modeled with its real geometry, including ribs. To consider the different types of behavior and failure (tension, compression and shear) of the grout, this one was modeled by the concrete damage plasticity model (CDP model), which was developed by Lubliner et al. (1986) and implemented in Abaqus (2012). Moreover, the localization of plastic strain and the fracture of grout imply different size effects, which were also taken into consideration within the calibration of the parameters of the CDP model. The bolt-grout interface behavior was also identified to be a cohesive-damage friction interface within a 2 or 3 times the height of the ribs wide shear band. From these numerical modeling results, a constitutive model for the bolt-grout interface was developed to replace the real geometry of bolt-grout contact, in order to model in-situ anchors, whose length is much longer than that of anchors in laboratory tests. The interface model was then validated by performing the numerical simulation of the pull-out tests of grouted bolt in borehole drilled in concrete block, carried out by Benmokranne et al. (1995), under constant rigidity of confinement instead of constant pressure of confinement.

For the second part of this study, a series of 36 pull-out field tests of fully grouted rockbolt in a rigid limestone rock wall was conducted in order to study the influence of different parameters on the behavior of rock anchors (geometry, material characteristics, accessories). Certain of the bolts equipped with optical fiber allowed bolt strains to be measured along their length, and hence, the stress mobilization along the bolt-grout interface to be studied.

The comparison between experimental and numerical results permitted us to validate the numerical simulation, in particular the proposed interface model. With our field test conditions, no influence of grouting length or grout resistance on the strength of anchor was noticed and the bolt strength was limited by the tensile strength of the steel rebar. It is the ratio of bolt diameter/borehole diameter or a stronger grout that tends to stiffen anchor. In a resistant and homogeneous rock and for usual rebar diameters, the efficient grouting length is lower than 65cm. This length increases when the system is more deformable, by using a less resistant grout or a higher grout thickness. The instalation of the cannula seem not to affect the anchor's strength. However, a particular attention must be paid to the use of the geotextile sock.

Keywords : fully grouted rockbolt, bolt-grout interface, failure, numerical modeling, in-situ pull-out tests

Table des matières

Remerciements ..... **i**

Résumé ..... **iii**

Abstract ..... **v**

Table des matières ..... **vii**

Chapitre 1. Introduction **1**

1. Eléments de contexte et problématique 3
2. Technologies des ancrages 7
2.1. Généralités sur les ancrages 7
2.1.1. Terminologie des ancrages 8
2.1.2. Classification 9
2.1.3. Rôles des ancrages 12
2.2. Applications des ancrages passifs scellés au rocher 13
2.3. Conception de l'ancrage passif scellé au rocher : des matériaux constitutifs à la mise en œuvre 15
2.3.1. Composants de l'ancrage passif scellé au rocher : description et recommandations pour la conception 16
2.3.2. Essais pour les ancrages passifs scellés au rocher 23
2.3.3. Dimensionnement des ancrages passifs scellés au rocher 24
3. Objectifs de la thèse 27

Chapitre 2. Etat de l'art **28**

1. Introduction 30
2. Comportement et rupture des interfaces de l'ancrage sollicité en traction 32
2.1. Comportement local et rupture à l'interface barre – scellement 32
2.1.1. Observations expérimentales 32
2.1.2. Modèles de comportement d'une portion de l'interface barre-scellement 48
2.1.3. Comportement le long de l'ancrage à l'interface barre – scellement pour une sollicitation en traction 52
2.2. Comportement local et rupture à l'interface scellement – roche 63
3. Conclusions & méthodologie retenue 66

Chapitre 3. Etude numérique du comportement de l'interface barre-scellement **69**

1. Introduction 71
2. Choix du modèle de comportement du matériau de scellement 74
2.1. Modèle élastoplastique : généralités et choix pour le matériau de scellement 75
2.1.1. Formulation d'une loi élastoplastique 75

2.1.2. Choix d'un modèle de comportement élastoplastique & détermination des paramètres du modèle 77
2.2. Fonctions d'écrouissage 86
2.2.1. Couplage du modèle élastoplastique avec l'endommagement 86
2.2.2. Rupture en traction du matériau de scellement 88
2.2.3. Rupture en compression du matériau de scellement 100
2.3. Résumé du modèle CDP : paramètres du modèle 105
3. Modèle numérique avec des verrous de l'interface barre-scellement 106
3.1. Modélisation d'essais d'arrachement sous contraintes de confinement constantes 106
3.1.1. Description des essais de Moosavi (2005) 106
3.1.2. Géométrie, conditions aux limites et maillage 106
3.1.3. Paramètres des modèles de comportement des matériaux et du contact 108
3.1.4. Chargement 110
3.1.5. Résultats de la modélisation numérique et analyses 110
3.2. Modélisation d'essais d'arrachement sous rigidités de confinement constantes 117
3.2.1. Description des essais de Benmokrane et al. (1995) 117
3.2.2. Géométrie, conditions aux limites et maillage 117
3.2.3. Chargement 118
3.2.4. Paramètres des modèles de comportement des matériaux et de contact 118
3.2.5. Résultats de la modélisation numérique et analyses 120
3.3. Conclusion 130
4. Développement d'un modèle de comportement équivalent de l'interface barre-scellement 131
4.1. Principe et description du modèle de comportement équivalent de l'interface développé 132
4.2. Application de la théorie élastoplastique pour la modélisation du comportement de l'interface barre-scellement 136
4.3. Implantation numérique du modèle de comportement dans le logiciel ABAQUS 140
4.4. Méthode de détermination des paramètres du modèle d'interface 141
4.4.1. Allure des profils radial et axial de contraintes dans le coulis de ciment 141
4.4.2. Détermination de l'état de contraintes et de déplacements à l'interface barre-scellement pour les essais de Moosavi et al (2005) 144
4.4.3. Calibration des paramètres du modèle d'interface pour les essais de Moosavi et al. (2005) 152
4.4.4. Modélisation des essais de Moosavi et al. (2005) avec modèle d'interface équivalent 156
4.5. Validation du modèle sur les essais d'arrachement de Benmokrane et al. (1995) 164
4.5.1. Calibration du modèle de comportement de l'interface barre-scellement par des essais type « Moosavi » 164
4.5.2. Validation du modèle de comportement équivalent de l'interface 167
5. Conclusions 170
Chapitre 4. Etude expérimentale du comportement axial d'un ancrage 173
1. Description de la campagne d'essais 176
2. Réalisation des essais d'arrachement sur le site R3 180
2.1. Présentation de la série d'essais d'arrachement sur le site d'essais de Montagnole 180
2.1.1. Description géologique du site 180

2.1.2. Implantation des ancrages 180
2.1.3. Choix de la configuration et de l'équipement des ancrages 183
2.1.4. Préparation et réalisation des ancrages 184
2.1.5. Planning de la campagne d'essais 188
2.2. Caractérisation des matériaux 189
2.2.1. Barre d'acier 189
2.2.2. Roche 189
2.2.3. Coulis de ciment 191
2.2.4. Accessoires de mise en œuvre 194
2.3. Dispositif d'essai, instrumentation & programme de chargement/déchargement 195
2.3.1. Châssis d'arrachement 195
2.3.2. Instrumentation 196
2.3.3. Programme de chargement/déchargement 198
3. Résultats et analyses des essais d'arrachement sur le site R3 200
3.1. Résultats des mesures du capteur de force et de déplacement 200
3.2. Résultats des mesures de la fibre optique et analyse 204
3.2.1. Essai 3.1 – Essai de référence ($db = 25mm; dg = 64mm$) 204
3.2.2. Essai 3.2 – Essai de référence ($db = 25mm; dg = 64mm$) 211
3.2.3. Essai 6.1 – Diamètre de forage 76mm ($db = 25mm; dg = 76\ mm$) 216
3.2.4. Essai 7.1 – Diamètre de forage 90mm ($db = 25mm; dg = 90mm$) 219
3.2.5. Essai 10.1 - Longueur de scellement 50 cm ($db = 25m; dg = 64mm$) 222
3.2.6. Essai 11.1-Longueur de scellement 100 cm ($db = 25mm; dg = 64mm$) 227
3.2.7. Essai 12.1- Barre de diamètre 28mm ($db = 28mm; dg = 76mm$) 230
3.2.8. Essai 13.1- Barre de diamètres 32mm ($db = 32mm; dg = 76mm$) 234
3.2.9. Essai 14.1–Barre de diamètre 32mm ($db = 32mm; dg = 90mm$) 236
3.2.10. Essai 17.1–Coulis de ciment 32,5 MPa ($db = 25mm; dg = 64mm$) 240
3.3. Influence des paramètres 243
3.3.1. Influence du diamètre de forage 243
3.3.2. Influence de la longueur de scellement 245
3.3.3. Influence des barres de diamètre différent 247
3.3.4. Influence du type de coulis de ciment 250
3.3.5. Influence de la canule d'injection 252
3.3.6. Influence de la chaussette géotextile 252
4. Conclusions 254
Chapitre 5. Etude numérique du comportement axial de l'ancrage 256
1. Paramètres des interfaces barre-scellement 259
1.1. Réalisation des essais numériques d'arrachement pour une faible longueur scellée 259
1.2. Evaluation des paramètres du modèle pour les interfaces barre-scellement 262
1.2.1. Interface B25-C52,5 263
1.2.2. Interface B28-C52,5 264
1.2.3. Interface B32-C52,5 266

1.2.4. Interface B25-C32,5 268
1.2.5. Récapitulatif des différents éléments d'interface paramétrés 269
2. Validation de la modélisation numérique d'un ancrage sur un essai d'arrachement in-situ 272
2.1.1. Géométrie, conditions aux limites et maillage : 272
2.1.2. Modèles de comportement des matériaux et des interfaces 273
2.1.3. Chargement 274
2.2. Résultats de la modélisation numérique et comparaison avec les résultats expérimentaux 274
3. Conclusions 279
Conclusions et perspectives 280
Bibliographie 284
Annexes 290
1. Subroutine UINTER 290
2. Résultats d'essai 294

Chapitre 1.
Introduction

Chapitre 1. Introduction 1

1. Eléments de contexte et problématique 3
2. Technologies des ancrages 7
2.1. Généralités sur les ancrages 7
2.1.1. Terminologie des ancrages 8
2.1.2. Classification 9
2.1.3. Rôles des ancrages 12
2.2. Applications des ancrages passifs scellés au rocher 13
2.3. Conception de l'ancrage passif scellé au rocher : des matériaux constitutifs à la mise en œuvre 15
2.3.1. Composants de l'ancrage passif scellé au rocher : description et recommandations pour la conception 16
2.3.2. Essais pour les ancrages passifs scellés au rocher 23
2.3.3. Dimensionnement des ancrages passifs scellés au rocher 24
3. Objectifs de la thèse 27

1. Eléments de contexte et problématique

Le réseau ferré français représente un ensemble de plus de 31 000 km de voies en exploitation, constitué de deux types d'ouvrages (Pollet, 2009; Assali, 2014):

- les ouvrages en terre désignant tous les ouvrages qui résultent des travaux de terrassement réalisés pour l'installation des voies : déblais, remblais, tranchées rocheuses, qui représentent environ 30 000 km de lignes, et qui peuvent être classés dans les ouvrages en sol meuble et les ouvrages rocheux.
- les ouvrages d'art qui sont des constructions de génie civil permettant d'assurer la continuité des voies : ponts, tunnels, etc.

La problématique rocheuse concerne ainsi un linéaire de parois et de versants de 2 300 km environ, principalement dans les secteurs montagneux, avec environ 50% de ces ouvrages en terre sensibles aux risques. Les instabilités rocheuses constituent une menace préjudiciable à la fois pour la sécurité des voyageurs et des agents de circulation et d'entretien et, pour la régularité des circulations ferroviaires. La gestion du risque rocheux au sein du système ferroviaire a donc été intégrée dans les travaux actuels de modernisation du réseau ferré français (Pollet, 2009).

La maitrise du risque rocheux consiste dans un premier temps à évaluer l'aléa d'éboulement en le qualifiant par une intensité et une probabilité d'occurrence (probabilité de départ de l'éboulement sur une période de récurrence, généralement 5 à 10 ans). Cela permet de définir le niveau d'intervention dans le traitement des instabilités. Dans un deuxième temps, plusieurs techniques de traitement peuvent être envisagées pour éviter les instabilités. Selon Pollet (2009), les parades actives (purge, revêtement naturel ou artificiel, soutènement, confortement) doivent être privilégiées car elles permettent de limiter les interventions de maintenance lourde et pénalisante pour l'exploitation. Parmi ces moyens, le confortement par grillage ou filet plaqué ancré est une technique simple à réaliser et à entretenir qui est mise en œuvre depuis une vingtaine d'années. La Figure 1 représente l'exemple d'un grillage plaqué ancré au bord d'une route.

Dans ces dispositifs actifs de protection contre les chutes de blocs, les ancrages passifs scellés au rocher sont largement utilisés pour fixer ces structures au massif rocheux stable. Le principe de réalisation d'un ancrage passif scellé au rocher est de forer un trou dans le rocher, y placer une barre d'acier puis la sceller au rocher par un matériau de scellement. Selon CEMAGREF (2004) et l'estimatif budgétaire sur les chantiers de confortement rocheux de la SNCF en 2009, le coût d'installation d'un ancrage passif scellé au rocher varie en fonction de la longueur de l'ancrage entre 75 à 300 €/ml (hors installation de chantier). Avec un nombre important de mètres linéaires d'ancrage implantés chaque année, leur installation représente un coût important dans le budget de modernisation du réseau ferré français.



Figure 1 Grillage plaqué ancré (crédit photo : M.Bost)

Malgré l'application répandue de ce type d'ouvrage géotechnique dans le domaine des risques rocheux, la justification et le dimensionnement des ancrages scellés au rocher ne font l'objet que de recommandations (CEMAGREF, 2004). Ainsi les méthodes de dimensionnement actuelles utilisées sont simplificatrices et ne prennent pas en compte le comportement réel de ce type d'ancrage sous le type de sollicitation concerné, à savoir une sollicitation en traction-cisaillement en tête d'ancrage. Dans le cadre d'un projet de recherche partenariale entre l'Ifsttar, la société SNCF spécialisée dans les transports ferroviaires et la société GTS spécialisée dans les travaux géotechniques en zone de montagne, il a été décidé d'étudier le comportement de ce type d'ancrages afin d'en améliorer le dimensionnement. Ce travail de thèse a donc pour objectif d'étudier le comportement d'un ancrage passif scellé sur toute sa longueur au rocher, sollicité en tête en traction-cisaillement. Cette étude s'est attaché à analyser plus particulièrement les différents modes de rupture possibles de ce type d'ouvrage géotechnique sollicités en traction afin de contribuer à l'optimisation du dimensionnement de ce type de dispositif.

Le mémoire de cette thèse se décompose en six chapitres :

- le présent chapitre (**chapitre 1**) donne un aperçu général de l'ingénierie des ancrages. Les différents types d'ancrage et les différents domaines d'utilisation sont d'abord décrits. Une attention particulière a ensuite été portée aux ancrages scellés au rocher sur toute leur longueur avec la description de ses différents composants, les méthodes de dimensionnement actuelles et les normes d'essais. Ces éléments ont contribué à sélectionner les paramètres importants à approfondir dans la suite de l'étude.

- le deuxième chapitre (**chapitre 2**) présente l'état de l'art en matière de compréhension du comportement axial des ancrages passifs scellés au rocher sur toute leur longueur c'est-à-dire la transmission de l'effort depuis la barre vers le milieu encaissant via le scellement et le comportement des interfaces barre-scellement et scellement-roche. Par ailleurs, les matériaux constituants (acier, scellement et roche) étant connus, l'étude bibliographique a donc été focalisée sur le comportement des interfaces, en particulier l'interface barre-scellement. Le comportement et la rupture de ces interfaces ont été étudiés localement sur des portions de barres scellées. A l'issue de ces études, des modèles de comportement local de l'interface ont été proposés pour ensuite être utilisés dans le contexte global. La mobilisation des contraintes et la rupture le long de ces interfaces ont alors été étudiées afin de déterminer la résistance de l'ancrage. L'étude bibliographique a mis en évidence des facteurs d'influence, en particulier le rôle des conditions de confinement générées par la roche. Or les modèles de comportement local de l'interface barre-scellement proposés abordent le comportement tangentiel en omettant le comportement radial et ne permettent pas de décrire l'influence de ce facteur. Il a donc été proposé dans la suite de ce travail, numériquement, de développer un modèle de comportement tangentiel et radial de l'interface barre-scellement.

- le troisième chapitre (**chapitre 3**) présente le développement de ce modèle de comportement de l'interface barre-scellement. Pour cela, nous avons procédé en deux temps :
    - 1/ modélisation numérique d'essais d'arrachement pour de faibles longueurs scellées avec la géométrie réelle des verrous de la barre d'acier (« modèle avec verrous »). Cette modélisation a permis de déterminer les états de contraintes et de déplacements à l'interface barre-scellement ;
    - Puis, 2/ établissement d'un modèle d'élément d'interface barre-scellement équivalent (« modèle d'interface ») à partir des informations sur les états de contraintes et de déplacements données par le modèle avec verrous. Ce modèle établi selon la théorie élastoplastique, permet de remplacer la géométrie réelle de l'interface barre-scellement par des éléments d'interface sans épaisseur et a été validé par des essais d'arrachement au laboratoire sous contraintes de confinement ou sous rigidités de confinement constantes.

Le modèle d'interface proposé devait être validé avec des ancrages de grandeur réelle. Pour cela, une campagne d'essais d'arrachement a été programmée.

- le quatrième chapitre (**chapitre 4**) décrit la campagne d'essais d'arrachement in-situ. Cette campagne d'essais d'arrachement a été réalisée en faisant varier plusieurs paramètres (épaisseur de scellement, type de scellement, type de barre, longueur de scellement, accessoires de mise en œuvre). De plus, de manière innovante, certaines barres ont été équipées de fibre optique afin de mesurer leurs déformations axiales de manière quasi-continue sur leur longueur. Grâce à cette technique, l'influence des paramètres a été étudiée non seulement en termes de conséquence sur le comportement global de l'ancrage, mais également de mobilisation des contraintes le long de l'interface barre-scellement.

- le cinquième chapitre (**chapitre 5**) est consacré à la modélisation des essais d'arrachement in-situ avec le modèle d'interface équivalent proposé. Les résultats numériques sont présentés pour un essai et comparés aux résultats expérimentaux.

- le dernier chapitre apporte des conclusions et des perspectives à ce travail de thèse.

2. Technologies des ancrages

2.1. Généralités sur les ancrages

Développés dans les mines aux Etat Unis dès 1947, les ancrages ont été introduits en France en 1949 dans les mines de fer de Lorraine avant de gagner le terrain des ouvrages de génie civil d'abord pour le confortement d'écailles de granite dans une galerie d'EDF à Isère-Arc en 1951 puis pour le creusement du tunnel routier du Mont-Blanc (CFMR, 2004). Il s'agissait initialement de barres précontraintes, dites ancrages actifs. Les barres non précontraintes, dites ancrages passifs, scellées sur toute la longueur font leur apparition dans les années 1960 en combinaison avec du béton projeté pour le soutènement de tunnels (CFMR, 2004). Cette technique de soutènement baptisée « la nouvelle méthode autrichienne » est tellement efficace qu'elle est recommandée depuis dans toutes les nouvelles constructions de tunnels. Durant cette même décennie, l'utilisation de ce type d'ancrage s'est étendue vers les ouvrages de génie civil pour la stabilisation des massifs de fondation et des talus de déblais (Azuar, 1977). De nos jours, ce type d'ancrage connaît un grand succès pour diverses applications :

- travaux souterrains (tunnels, mines et carrières) : soutènement des excavations,
- excavations de surface : utilisation en combinaison avec d'autres systèmes de soutènement des parois comme les murs de soutènement, le béton projeté, etc,
- fondations des ouvrages de génie civil : soit en amélioration du terrain par la performance des barres d'ancrage qui permettent d'augmenter la résistance et de diminuer la déformabilité du terrain en place; soit en fondation au rocher,
- dispositifs de protection contre les risques rocheux : soit en confortement d'un talus ou d'un compartiment rocheux instable, soit en fixation et fondation des dispositifs de protection contre les risques rocheux.

Au cours du temps, plusieurs autres types d'ancrage ont été développés pour répondre à des besoins spécifiques. Dans la famille des ancrages à frottement, le Split Set (ancrage enfoncé à force) fait son apparition à la fin des années 70 puis le Swellex, barre d'ancrage expansive à l'eau sous pression, a été inventé en 1993 (Hoek, 2006). Ces techniques sont préférées pour la simplicité de la pose et l'efficacité immédiate après la pose mais de durabilité limitée : elles sont réservées à des confortements temporaires (CETU, 2005). Récemment, une nouvelle technologie d'ancrages dissipateurs d'énergie a été développée pour les massifs sujets à des mouvements importants : la barre peut s'allonger plastiquement avant la rupture (Chunlin Li, 2010).

Windsor (1997) décompose l'ouvrage « ancrage », en quatre parties principales (Figure 2) :

(0) La roche : même si elle n'est pas souvent considérée comme un composant de l'ancrage, la réponse d'un ancrage dépend fortement de la roche.
(1) L'inclusion : barre d'acier, câble, etc.
(2) La fixation interne au trou de forage: partie qui relie l'inclusion à la roche, ponctuellement en fond du forage ou sur toute la longueur.

(3) La fixation externe en surface.

Les types d'ancrage se différencient par la composition des différentes parties de l'ouvrage et par la manière dont ces dernières sont connectées entre elles.

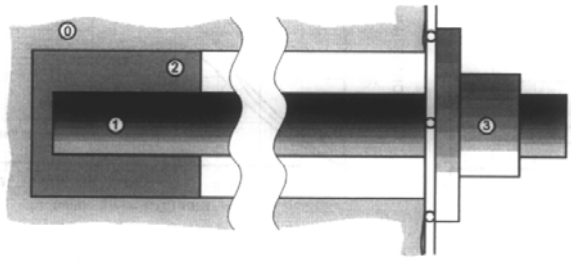


Figure 2 Les différentes parties d'un ancrage (Windsor, 1997).

Dans ce chapitre, face à une technologie avec des applications variées, il s'avère nécessaire de rappeler la terminologie utilisée pour les ancrages, les classifications existantes, les rôles possibles de ce type d'ouvrage illustrés par différentes applications. Ce bilan permettra d'orienter efficacement la suite de la bibliographie sur le comportement de l'ancrage qui fait l'objet de cette étude.

2.1.1. Terminologie des ancrages

Selon le domaine d'applications, différents termes ont été adoptés pour les différentes techniques de l'ancrage :

- **Ancrage** : terme générique désignant la technologie qui consiste à forer un trou dans le terrain, y insérer un corps rigide et puis le fixer au forage, soit ponctuellement, soit uniformément sur toute la longueur par différents moyens de fixation. Ce terme est également utilisé pour désigner la technique de confortement des blocs instables, la fixation au terrain de tout type d'ouvrage géotechnique et en particulier les structures de protection contre les chutes de blocs et les avalanches de neige dans le domaine des risques naturels en montage (CEMAGREF, 2004).

  On distingue deux types d'ancrage :

  - **Ancrage actif:** l'interaction entre l'inclusion et le terrain est immédiate juste après l'installation de l'ancrage, sans nécessité d'un mouvement relatif entre l'inclusion et le terrain.
  - **Ancrage passif**: l'interaction entre l'inclusion et le terrain n'est possible que s'il y un déplacement relatif entre eux.
- **Clouage** : terme utilisé en mécanique des sols pour désigner une technique de renforcement des sols en place, destinée à améliorer la stabilité des pentes naturelles ou artificielles et consistant à introduire directement dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous ou armatures) rigides et passives qui ont pour effet de limiter les déformations du sol (Fau, 1987). La technique de clouage est normalisée au niveau national, en ce qui concerne le dimensionnement (NF EN 1997-1-1 :2005 ; NF P94-270 :2009) et la réalisation (NF EN 14490 :2010).

- **Boulonnage** : terme qui désigne une technique de soutènement dans les roches pour les travaux souterrains (tunnels, mines) similaire à l'ancrage. Cette technique a fait l'objet au niveau national de recommandations du CETU (CETU, 1998) et de l'AFTES (AFTES, 2014a).
- **Tirant d'ancrage :** terme utilisé en mécanique des sols et en génie civil pour tous les ancrages ayant recours à la technologie de la précontrainte. Il s'agit donc d'ancrage actif. Les armatures de précontrainte peuvent être des barres d'acier ou des câbles. Comme le clouage, la conception, l'exécution des tirants d'ancrage et les essais sont basées sur des normes nationales (NF EN 1997-1-1 :2005 ; NF EN 1537 :2013). Néanmoins, la définition de ce terme est différente selon les pays : en Suisse, on parle de tirants d'ancrage précontraints et de tirants d'ancrages non-précontraints (passifs) (OFROU, 2007).

Dans ce travail, le terme **d'ancrage passif** a été retenu pour sa généralité et eu égard au domaine d'application de ce travail.

2.1.2. Classification

Différentes classifications des types d'ancrages ont été proposées selon l'échelle de l'ouvrage de génie civil concerné, selon un point de vue d'ingénieur avec le mécanisme de transfert des charges le long de l'ancrage ou selon leur durée d'utilisation.

2.1.2.1. Selon l'utilisation

Selon Windsor (1997), il est admis dans la pratique, trois classes d'utilisation des ancrages:

(1) Les ancrages dont la longueur est inférieure à 3m et la résistance à l'arrachement plafonnée à 500kN, pour les ouvrages de petite taille : tunnels, confortement des discontinuités, etc. Ces ancrages ont des caractères de « low-tech », une facilité d'installation, un faible coût.

(2) Les ancrages à câbles dont la longueur est de 3m à 15m.

(3) Les tirants d'ancrages dont la longueur est supérieure à 10 m et la résistance à l'arrachement supérieure à 500kN pour les ouvrages de grande taille : excavation profonde, ancrage de pont haubané, barrage, etc. Ces ancrages ont des caractères de « high-tech », une mise en œuvre difficile, un besoin de surveillance et de maintenance périodique.

2.1.2.2. Selon le mode de fonctionnement

Du point de vue du fonctionnement, les ancrages se différencient avant tout par les modes de transfert de charge entre l'ancrage et son environnement que conditionnent a priori les surfaces de contact. Windsor (1997) a ainsi fait une première classification des ancrages comprenant trois catégories d'ancrages : les ancrages ponctuels ancrés mécaniquement ou par frottement en fond du forage (discretely mechanically or frictionally coupled, DMFC), les ancrages à friction (continuously frictionally coupled, CFC), les ancrages répartis sur toute la longueur (continuously mechanically coupled, CMC). Cette classification a été reprise par

différents auteurs (CFMR, 2004; NHI, 2009; AFTES, 2014b) que l'AFTES (2014) a complété par l'ajout d'une catégorie pour les ancrages mixtes qui sont des ancrages ponctuels scellés sur toute la longueur dans un deuxième temps. Les quatre grandes catégories ainsi définies sont les suivantes :

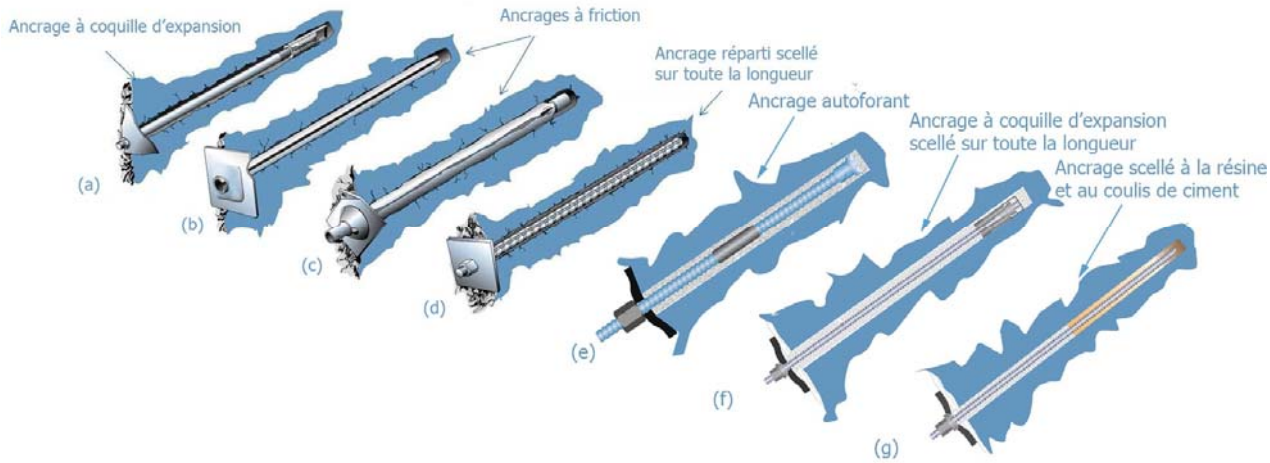


Figure 3 Différents types d'ancrage (d'après (AFTES 2014a) et (DSI 2012)

(1) Les ancrages ponctuels (Figure 3 a)

Ce type d'ancrage est fixé mécaniquement par la disposition d'une coquille d'expansion à son extrémité en profondeur et un écrou sur une plaque d'appui en tête. L'installation de l'ancrage consiste à glisser l'ensemble de la tige et de la coquille d'expansion dans un trou foré et à placer en surface une plaque de répartition avec un écrou. Le visage de l'écrou en tête fait raccourcir la longueur de la tige entre les deux dispositifs de fixation, éclater les coquilles expansibles et mettre en traction la tige. Ce type d'ancrage est privilégié dans les roches dures. Dans les roches tendres ou fracturées, la concentration des contraintes de traction en fond de forage les rend peu appropriés (NHI, 2009; AFTES, 2014b).

(2) Les ancrages à friction (Figure 3 b et c)

Cette technique d'ancrage consiste à insérer dans un trou foré dans le massif rocheux, un tube creux sans produit de scellement. L'ancrage travaille par mobilisation seule du frottement entre la barre et la roche immédiatement après la pose. Le problème majeur de ce type d'ancrage est la sensibilité à la corrosion car le corps d'ancrage est exposé directement au milieu rocheux. Il existe deux types d'ancrages à friction : ancrage à friction enfoncé à force (Split Set, Figure 3b) et ancrage expansif à l'eau sous pression (Swellex, Figure 3c).

(3) Les ancrages passifs scellés sur toute la longueur (Figure 3 d et e)

La réalisation de ce type d'ancrage consiste à forer un trou dans le massif rocheux, à y placer une barre rigide et puis la sceller au rocher sur toute la longueur par un matériau de scellement : résine, coulis de ciment ou mortier. Ce type d'ancrage a un caractère « passif » parce que son effet n'est possible que lorsqu'il y a un mouvement relatif entre la barre d'ancrage et la roche. On distingue :

- *ancrage réparti scellé au coulis de ciment (ou au mortier) (Figure 3d) :* ce type d'ancrage est le plus utilisé en pratique. La barre d'acier de haute adhérence est scellée au rocher par du coulis de ciment sur toute sa longueur.
- *ancrage réparti scellé à la résine :* la barre d'acier dans ce cas est scellée à la résine.
- *ancrage autoforant (Figure 3e) :* la technique de l'autoforant a été conçue pour permettre la réalisation des ancrages passifs scellés au rocher sans forage préalable. Le système comporte un tube creux muni d'un taillant adapté au diamètre du trou et au type de roche. Le tube est inséré dans le massif rocheux avec l'aide d'un marteau à roto-percussion. Le coulis est injecté à l'avancement dans le trou de forage via l'orifice du taillant.
- *ancrage à câbles :* ce type d'ancrage se distingue par l'utilisation de câbles au lieu de barres d'ancrage comme élément d'inclusion. Il en résulte une flexibilité de l'ancrage qui permet à l'ancrage d'accepter les variations de direction de la sollicitation de l'ancrage sans diminuer sa capacité. Les câbles doivent être protégés par un tube métallique cintré ou une gaine en PEHD pour éviter tout risque de cisaillement au contact du terrain (CEMAGREF 2004).
- *ancrage en fibres de verre :* ce type d'ancrage se distingue par l'utilisation de barres en résine polyester renforcée de fibres de verre. Celles-ci ont un comportement fortement anisotrope (bonne résistance en traction, faible résistance en cisaillement) permettant une destruction ultérieurement. Ces ancrages sont essentiellement utilisés pour le renforcement du front de taille lors de creusement de tunnel.

(4) Les ancrages mixtes (Figure 3 f et g)

L'ancrage mixte est en réalité un ancrage ponctuel pour assurer un soutènement immédiat qui est scellé sur toute sa longueur dans un deuxième temps pour la protection contre la corrosion à long terme. Il existe des ancrages mixtes résine/coulis de ciment (Figure 3f) et des ancrages mixtes coquille d'expansion/coulis de ciment (Figure 3g).

Les tirants d'ancrage ne sont pas cités dans une de ces catégories mais on peut les considérer comme des ancrages ponctuels, au vu du principe de précontrainte comme exposé auparavant. On les cite ici à titre d'information.

2.1.2.3. Selon la durée d'utilisation

Les ancrages sont directement exposés à l'environnement : la durabilité des ancrages est donc une problématique. La classification des ancrages selon la durée d'utilisation permet de définir les besoins de protection contre la corrosion appropriés. Les auteurs (EN 1537, 1999 ; AFTES, 2014) distinguent en général deux catégories :

(1) Ancrages provisoires : ceux qui ont une durée de vie attendue inférieure à deux ans. Les ancrages dans cette catégorie ne demandent aucune ou une faible protection contre la corrosion.

(2) Ancrages permanents : ceux qui ont une durée de vie attendue supérieure à deux ans, celle-ci pouvant être de 30 ans et rarement supérieure à 50 ans. Une protection contre la corrosion des ancrages dans cette catégorie est impérative.

2.1.3. Rôles des ancrages

Dans le cadre de leurs multiples applications, les ancrages jouent des rôles différents. On peut distinguer les trois rôles suivants (CFMR, 2004; AFTES, 2014a) :

(1) Rôle porteur : ce rôle intervient lorsque les ancrages sont utilisés pour fixer une structure ou un bloc instable au massif rocheux stable derrière. L'ancrage est donc sollicité en tête ou au droit de la discontinuité par une force en traction, en cisaillement ou plus généralement une combinaison de traction-cisaillement selon la disposition des ancrages (Figure 4c).

(2) Rôle de renforcement : dans les roches fracturées, en présence des discontinuités, les ancrages ont pour effet d'apporter leur propre rigidité et leur résistance et donc d'améliorer la résistance et de diminuer la déformabilité du terrain en place. D'après AFTES (2014a), ces ancrages jouent le rôle d'« armatures » en solidarisant et créant des forces de liaison entre les volumes de roche délimités par les discontinuités préexistantes ou induites par cisaillement dans les roches (Figure 4a).

(3) Rôle de confinement : l'application de contraintes de confinement au terrain via des ancrages a pour effet de modifier localement l'état de contrainte autour de l'ancrage et donc d'augmenter la résistance en cisaillement. C'est le rôle en particulier des ancrages actifs où la mise en tension artificielle de l'ancrage au préalable se traduit par la compression du terrain autour de l'ancrage. La compression dans le terrain limite l'ouverture des fissures et donc augmente la résistance du terrain. En cas d'utilisation des ancrages passifs scellées, l'effet de confinement est implicite mais non contrôlable (AFTES, 2014a) (Figure 4b).

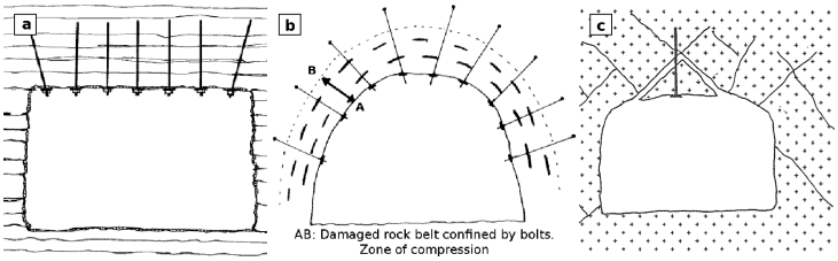


Figure 4 Rôles des ancrages (Blanco Martín, 2012)

Le choix du type d'ancrage doit être compatible avec son rôle attendu. Les ancrages scellés sur toute la longueur comme les ancrages mixtes ou les ancrages à friction peuvent être utilisés pour les trois rôles : porteur, de confinement et de renforcement. Les ancrages ponctuels sont conçus pour privilégier le rôle de confinement par la mise en tension préalable, ils peuvent jouer le rôle porteur mais ne peuvent pas assurer le rôle de renforcement étant donné que le jeu entre la barre d'ancrage et la roche dans la partie non scellée ne permet pas de solidariser effectivement la roche.

2.2. Applications des ancrages passifs scellés au rocher

Les ouvrages et travaux de génie civil au rocher qui ont recours aux ancrages passifs scellés au rocher, sont multiples : les travaux souterrains (tunnels, mines & carrières), les fondations, la stabilisation des talus et des falaises naturelles, les excavations de surface (tranchées routières, carrières et mines à ciel ouvert. Ces ancrages connaissent un tel succès du fait de leurs avantages :

- la facilité de mise en œuvre : cette dernière est mécanisable et une équipe de trois ouvriers est généralement suffisante.
- son faible coût d'installation : la simplicité de pose, la rapidité d'installation, l'utilisation de matériels de faible coût rendent les ouvrages fondés sur des ancrages, économiques.
- une grande souplesse d'utilisation : les ancrages peuvent être utilisés comme un ouvrage géotechnique à part entier, ou combinés avec d'autres systèmes comme le béton projeté, des grillages ou filets pour former une solution de soutènement légère.
- un dispositif peu encombrant, discret : à plus de 90% enfouis dans le terrain, les ancrages ne présentent qu'une petite tête à la surface.

Dans les travaux souterrains, le creusement de la cavité décompresse la roche en place et provoque un mouvement vers l'intérieur de la cavité. Pour résister à ce mouvement, les ancrages sont implantés perpendiculairement au contour de la cavité jusqu'à quelques mètres de profondeur, en combinaison avec du béton projeté, et permettent de confiner la paroi et/ou de renforcer le massif autour de la cavité.

Dans les travaux des fondations au rocher, notamment pour des ouvrages de grande portée avec des piles de grande hauteur ou des ouvrages plus modestes sur des versants ayant des plans de discontinuité défavorables, les solutions classiques de fondation (fondation superficielle, fondation semi-profonde) ne suffisent pas. Il est souvent nécessaire de renforcer le terrain en place par des ancrages passifs scellés sur toute la longueur (Rachez, 1997; SETRA, 2009). Selon SETRA (2009), du fait de l'efficacité de ce renforcement, il est souvent suffisant de conserver une fondation superficielle moyennant le renforcement du massif rocheux sous l'appui au lieu d'aller chercher la stabilité en profondeur.

Dans les travaux d'excavation de surface, afin de confiner passivement et de renforcer le terrain en place, les ancrages sont déployés de manière similaire à des travaux souterrains, en combinaison avec une peau de confinement (souvent en béton projeté armé). La Figure 5 présente un exemple de ce type de travail.



Figure 5 Confortement d'une paroi rocheuse très fracturée (RD 91, Isère)

Pour stabiliser une pente rocheuse naturelle ou un compartiment rocheux, les tirants d'ancrage peuvent être envisagés car la force de confinement due à la précontrainte permet de réduire le déplacement d'un (ou plusieurs) bloc rocheux instable (Wyllie & Mah 2005). Cependant, l'utilisation des ancrages passifs scellés sur toute la longueur est économiquement et techniquement plus intéressante dans la mesure où ces derniers autorisent un déplacement avant mise en charge (Figure 6) (Wyllie & Mah, 2005; CFMR, 2004). Le talus rocheux naturel peut être renforcé de filets de câbles ou grillages plaqués pour confiner la paroi, parfois de béton projeté armé. La Figure 7 présente un exemple de grillage plaqué ancré. Dans les applications usuelles du grillage plaqué ancré, la SNCF préconise des ancrages en tête de grillage de diamètre 25 mm de 3 à 4m de longueur avec un espacement de 2 à 3m, des ancrages de pied de grillage de diamètre 25 mm de 1,5 à 2 m de longueur avec une distance de 4 à 5 m, et des ancrages de placage de diamètre 25 mm avec une densité moyenne de 1 ancrage par 9 à 16 m².

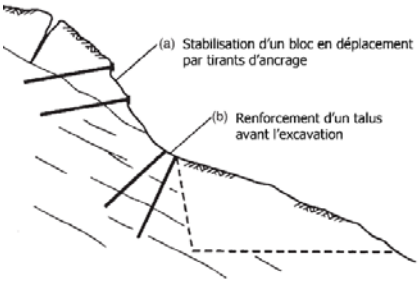


Figure 6 Renforcement des talus rocheux par les tirants d'ancrage et les ancrages scellés au rocher (Wyllie & Mah 2005).



Figure 7 Filet/grillage plaqué ancré (CEMAGREF, 2004)

Les ancrages passifs scellés sur toute la longueur peuvent être également utilisés comme fixation des dispositifs passifs de protection contre les chutes de blocs. Les dispositifs de protection passifs sont mis en place pour arrêter les blocs sur leur trajectoire après leur détachement de la falaise. Parmi ces dispositifs, on peut noter les filets de câbles ou grillages pendus sans et avec avaloir (Figure 8) et les écrans de filet pare-blocs dynamiques (Figure 9).



Figure 8 Grillage/filet pendu (CEMAGREF, 2004)



Figure 9 Ecran de filet pare-bloc dynamique (CEMAGREF, 2004)

Dans le cadre de ce travail, nous nous sommes intéressés plus particulièrement aux ancrages passifs scellés au coulis de ciment sur toute leur longueur utilisés dans les travaux de stabilisation des pentes rocheuses, ou de fixation des dispositifs de protection contre les chutes de blocs. Dans ces types de dispositif, l'ancrage, qu'il soit de fondation ou pour assurer le placage de la nappe, est sollicité en tête en traction – cisaillement avec un rôle porteur. C'est le comportement axial de l'ancrage sous cette sollicitation que nous avons voulu étudier. Au préalable, dans le paragraphe suivant, les méthodes actuelles de conception (composants, dimensionnement) et de mise en œuvre des ancrages passifs scellés au rocher sur toute leur longueur sont rappelées.

2.3. Conception de l'ancrage passif scellé au rocher : des matériaux constitutifs à la mise en œuvre

La conception, et en particulier le dimensionnement, d'un ancrage nécessitent la compréhension du rôle qu'il exerce : rôle porteur, rôle de renforcement ou rôle de confinement. En effet, en renforcement ou en confinement, il demande une approche de calcul considérant un milieu composite où les ancrages contribuent aux propriétés mécaniques du massif rocheux. Dans un rôle porteur, le dimensionnement des ancrages consiste classiquement à proposer un mécanisme de rupture des ancrages et en déduire la résistance de chaque ancrage.

Dans le domaine des risques rocheux, l'ancrage passif scellé au rocher, que ce soit pour la fixation de blocs instables ou de dispositifs actifs ou passifs de protection contre les chutes de bloc, joue un rôle porteur et est sollicité en tête, ou en profondeur à la jonction du bloc instable et du massif rocheux stable, par une combinaison d'effort en traction-cisaillement selon son orientation, comme illustré sur la Figure 10.

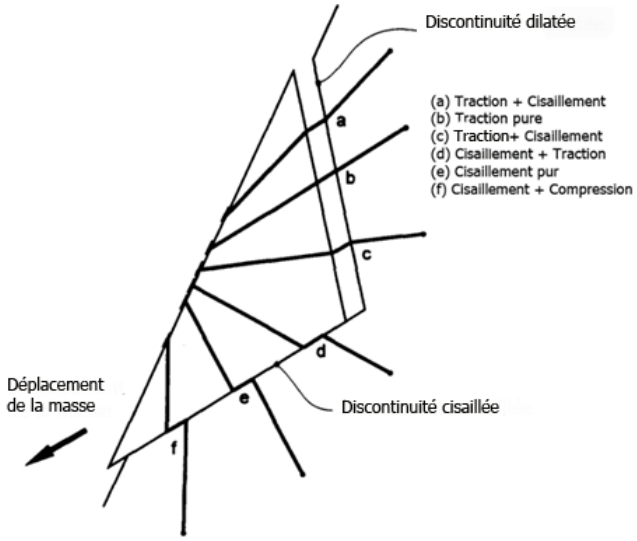


Figure 10 Différents types de sollicitation en fonction de l'orientation d'un ancrage passif scellé au rocher (Windsor, 1997)

Cette partie est consacrée à une bibliographie sur les principes existants en matière de conception des ancrages passifs. Dans un premier temps, les composants de l'ancrage sont présentés à partir des pratiques de différents bureaux d'étude en France. Ces pratiques sont discutées eu égard aux résultats scientifiques principalement obtenus dans les domaines des tunnels, mines et carrières. Ensuite, les essais et les méthodes de dimensionnement des ancrages actuels sont présentés.

2.3.1. Composants de l'ancrage passif scellé au rocher : description et recommandations pour la conception

Un ancrage passif scellé au rocher (Figure 11) est composé de :

- un forage dans le massif rocheux,
- une barre d'acier,
- un matériau de scellement,
- une plaque de répartition avec son écrou de serrage et,
- des accessoires de mise en œuvre.

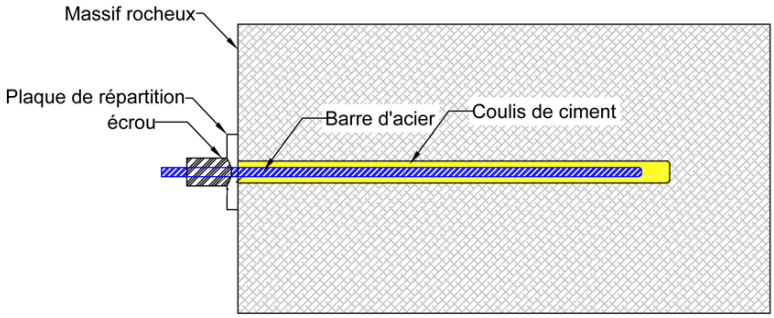


Figure 11 Eléments constituant d'un ancrage passif

La description de ces éléments et des détails de leur utilisation sont présentés dans la suite :

(1) Un forage dans le massif rocheux



Figure 12 Qualité du forage

Les trous de forage sont généralement réalisés avec l'aide d'une foreuse hydraulique ou pneumatique en rotopercussion, équipée d'un taillant avec dispositif de soufflage du trou. La Figure 12 permet de visualiser la rugosité des parois du forage. Le diamètre du forage est déterminé à partir du diamètre de la barre d'acier et de l'espace annulaire entourant cette dernière.

De manière similaire au rôle de l'enrobage pour le béton armé, l'espace annulaire rempli de matériau de scellement est choisi suffisamment grand pour que cette épaisseur de scellement puisse assurer les deux fonctions : l'adhérence entre la barre et la roche et une première barrière de protection contre la corrosion de la barre d'acier. Cependant, pour une raison économique, cette épaisseur doit être limitée. Plus elle est grande, plus le taillant nécessaire est puissant et plus la consommation du matériau de scellement est importante. Or le coût de la réalisation du forage en dépend, surtout si les conditions d'accès à la zone de forage sont difficiles. La pratique courante dans le domaine des risques rocheux en France préconise un espace annulaire compris entre 15 et 20 mm (CFMR, 2004; SNCF, 2012). Dans le cas où la canule d'injection est laissée en place, l'espace annulaire peut être augmenté afin de garantir une épaisseur permettant d'assurer son fonctionnement : transfert de charge et protection contre la corrosion. Cependant cette augmentation ne fait l'objet d'aucune recommandation sachant que le diamètre de la canule d'injection est de l'ordre de 16mm. Dans le domaine des tunnels, le guide technique GT30 (AFTES, 2014a) relatif à la conception et au dimensionnement du boulonnage radial recommande un diamètre de forage égal à deux fois le diamètre de la barre. En Suisse, la directive suisse pour les dispositifs paravalanches (OFEV, 2007) impose un espace annulaire d'une épaisseur minimale de 20mm.

(2) Une barre d'acier

Dans ce type d'ouvrage géotechnique, les barres utilisées sont du même type que celles dans le béton armé (SNCF, 2012; Bourriot, 2013b; CFMR, 2004; DSI, 2012): il s'agit de barres pleines de haute adhérence (HA). L'adhérence est donc assurée par une succession de nervures et de verrous (Figure 13a). La barre répond par ailleurs aux prescriptions de l'Eurocode 2 (NF EN 1992-1-1 : 2005) relatif au calcul des structures en béton en matière d'adhérence, de résistance mécanique et de ductilité des aciers de béton armé. Pour les barres d'ancrage au rocher, l'adhérence est assurée par un filetage sur toute la longueur comme illustré sur la Figure 13b. Les caractéristiques géométriques du filetage (pas, hauteur, inclinaison) doivent a priori jouer un rôle sur le maintien des barres en place vis-à-vis d'une sollicitation en traction de l'ancrage.



(1) (2)

Figure 13 Différents types de barre haute adhérence (HA) (1) barre HA à verrous pour le béton armé (NF EN 10080: 2005) (2) barre HA à filetage pour les ancrages au rocher

En termes de résistance, il s'agit d'acier à haute limite élastique (HLE), généralement de nuance 500/550 avec la limite élastique ($f_y = 500MPa$) et la limite de rupture($f_u = 550MPa$). Il existe sur le marché des barres en acier de limite supérieure, à savoir 670/800, ou même 950/1050. L'intérêt d'utilisation des barres en acier 670/800 ou 950/1050 est de réduire le diamètre de la barre pour une résistance équivalente en traction. Cependant on tend ainsi à diminuer la rigidité en flexion de la barre.

Du point de vue de la ductilité, la barre d'acier doit pouvoir s'allonger suffisamment avant la rupture. Cela permet à la barre d'absorber l'énergie à l'endroit où il y une localisation de le contrainte. La norme NF EN 1992-1-1 : 2005 distingue trois classes de ductilité définies par les valeurs minimums de deux paramètres : la valeur caractéristique de l'allongement (déformation relative) sous charge maximale et le rapport de la résistance à la traction à la limite d'élasticité (Tableau 1). Les barres d'acier pour le béton armé doivent être de classe B (haute ductilité) selon la norme NF EN 1992-1-1 :2005. La ductilité attendue des barres d'ancrage au rocher n'est précisée dans aucune des références techniques actuelles. Les barres d'acier HA 500 qui se trouvent sur le marché et obtenues par laminage à chaud, sont généralement de classe B (haute ductilité).

Tableau 1 Classes de ductilité de l'acier utilisé dans le béton armé (NF EN 1992-1-1 : 2005).

Caractéristiques du produit	**Classe de ductilité**		
	A	B	C
Limite caractéristique d'élasticité f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)	400 à 600		
Valeur minimale de $k = (f_u/f_y)_k$	≥1,05	≥1,08	≥1,15 (<1,35)
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, $\epsilon_{uk}(\%)$	≥2,5	≥5,0	≥7,5

(3) Matériaux de scellement

Le matériau de scellement de l'ancrage peut être de différentes natures : résine, mortier à base cimentaire ou coulis de ciment.

Résine : l'utilisation de la résine offre une très bonne performance mécanique et assure un bon recouvrement. Elle nécessite donc un faible espace annulaire. Elle permet une mise en service des ancrages très rapide. Cependant, en raison de son coût élevé et de sa durabilité limitée, pour certains utilisateurs dont la SNCF, son utilisation est réservée à des scellements de faible profondeur ou ayant un caractère provisoire.

Mortier à base cimentaire : c'est un mélange de ciment, de sable (granulométrie : 0-2mm) ou de charge inerte et d'eau. Cette composition permet de réduire le coût dû à la quantité de ciment. Cependant le dosage des constituants est difficile à contrôler et la mise en œuvre est complexe à cause de sa viscosité importante. Les mortiers prêts à l'emploi disponibles sur le marché (Fixit, Sika) sont sous forme d'un mélange de ciment, de poudres de pierre dont la granulométrie est inférieure à 0,1mm, qui permettent de garder son ouvrabilité. En Suisse, la directive technique concernant la construction d'ouvrages paravalanches (OFEV, 2007) préconise l'utilisation des mortiers à base cimentaire.

Coulis de ciment : c'est une suspension de ciment dans de l'eau, avec éventuellement des adjuvants ou des additions afin d'améliorer l'injectabilité à l'état frais ou sa performance mécanique à l'état durci. Ce type de matériau de scellement est le plus utilisé par les entreprises et le plus prescrit par les maîtres d'œuvre en France.

Dans le cadre de cette thèse, nous nous sommes donc limités au cas des coulis de ciment. Les référentiels techniques existants concernant les coulis de ciment sont :

- NF EN 197-1:2012 : Ciment - Partie 1 : composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants ;
- NF EN 446:2007 : Coulis pour câble de précontrainte - Procédures d'injection de coulis ;
- NF EN 447:2007: Coulis pour câble de précontrainte - Prescriptions pour les coulis courants.

Il n'y a donc pas de référentiel spécifique aux ancrages au rocher mais les coulis de ciment doivent satisfaire aux exigences suivantes : à l'état frais, le coulis doit être injectable et stable (pas de ressuage) à un moment donné et, à l'état durci, il doit répondre à la performance mécanique et à la durabilité souhaitées.

Le type de ciment est choisi selon les spécifications de la norme NF EN 197-1 :2012. Les ciments Portland CEM I et les ciments de haut fourneau CEM III sont généralement préconisés du fait de leurs compositions qui se limitent à un ou deux constituants garantissant ainsi un coulis homogène (SNCF, 2012). Il peut être demandé des caractéristiques complémentaires pour des milieux spéciaux : PM (ciments pour travaux en bord de mer), ES (ciments pour travaux en eaux à haute teneur en sulfates). Dans le cas où une mise en service rapide est demandée, les ciments de la classe 42,5R ou 52,5N ou R sont conseillés car ils permettent de développer une résistance élevée au jeune âge (CEMAGREF, 2004).

Selon Lombardi (2003), la quantité d'eau nécessaire pour l'hydratation du ciment est comprise dans un ratio eau/ciment (E/C) de 0,3 à 0,4 selon le type de ciment (dimension des grains, composition chimique). Mesurées par Hyett et al.(1992), les valeurs de la densité et de la résistance mécanique ont montré une dispersion des résultats pour un ratio E/C inférieur à 0,35. Ce phénomène baptisé « compaction incomplète » est dû à l'insuffisance de l'eau pour saturer les vides entre les grains de ciment où l'air est piégé. Cela résulte en une inhomogénéité interne du coulis. Selon Hyett et al. (1992), Kılıc et al. (2002), Rosquoët et al. (2003), un ratio E/C de 0,35-0,4 permet de former un coulis homogène et donc de garantir de meilleures performances mécaniques. Par ailleurs la Figure 14 représente les propriétés mécaniques du coulis de ciment pour différents ratios E/C selon l'étude de Hyett et al. (1992) :

la résistance du coulis diminue quand le rapport E/C augmente. Kilic et al. (2002) argumente qu'avec un ratio E/C supérieur à 0,4, l'eau libre dans la matrice du coulis s'évapore dans le temps, crée des porosités et donc diminue sa performance mécanique à long terme. Par ailleurs, d'après Rosquoët et al. (2003), au-delà d'un ratio E/C de 0,5, l'eau libre n'ayant pas participé à la réaction d'hydratation, accélère la sédimentation avant la prise et donc favorise un coulis inhomogène. Dans la pratique, selon Bourriot (2013), SNCF (2012) et CEMAGREF (2004), le ratio E/C doit être choisi entre 0,4 et 0,5. Ce ratio est légèrement supérieur à sa valeur optimale mais d'après Trinh (2012), la résistance du coulis est souvent surdimensionnée.

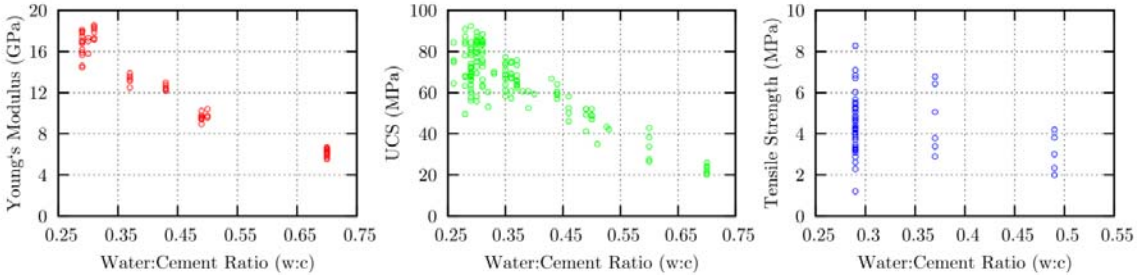


Figure 14 Propriétés mécaniques du coulis en fonction du ratio E/C
(adapté de Hyett et al. (1992) par Blanco (2012))

Le référentiel technique pour la caractérisation du coulis de ciment à l'état frais est la norme NF EN 447 : 2007 : Coulis pour câble de précontraint – Prescription pour des coulis courants. En pratique, sur les chantiers dans le domaine des risques rocheux, les contrôles suivants sont demandés lors de l'injection du coulis :

Mesure du ratio E/C par l'intermédiaire d'une mesure de la densité équivalente du coulis.

$$d = \frac{1 + \frac{C}{E}}{1 + \frac{C}{E} \times \frac{\gamma_w}{\gamma_c}}$$

avec $\gamma_c = 3{,}1 kN/m^3$ et $\gamma_w = 1 kN/m^3$

Pour un ratio E/C de 0,4 à 0,5, la densité est ainsi comprise entre 1,8 à 1,9.

Mesure de la fluidité du coulis : le temps d'écoulement au travers du cône de Marsh doit être compris entre 13 à 25s.

Mesure du ressuage du coulis : la décantation, mesurée suivant NF P18-359 :1985, doit être inférieure à 3% après 3 heures.

En pratique, la résistance en compression simple du coulis est approchée par la classe de résistance du ciment car cette dernière est établie sur base d'un mortier standardisé composé d'une part de ciment, trois parts de sable normalisé et d'une demi-part d'eau (E/C = 0,50). La diminution du ratio E/C conduit à une augmentation de la résistance en compression simple du coulis et vice versa.

Quant à la résistance au cisaillement du coulis, celle-ci ne fait pas partie des prescriptions mais selon Moosavi et al. (2003), cette résistance est un paramètre essentiel pour la résistance de l'ancrage. Pour quantifier la résistance en cisaillement, ces derniers ont donc réalisé des essais de cisaillement direct sur des échantillons cylindriques de ciment Portland

avec des rapports E/C de 0,4 et 0,5 sous différentes contraintes de confinement. Le comportement en cisaillement des échantillons est fortement influencé par la contrainte de confinement et caractérisé par une montée constante jusqu'à une valeur de pic, suivi d'une rupture brusque et du glissement entre les deux surface de rupture.

Le tableau 2 donne à titre indicatif, quelques propriétés mécaniques du ciment. Les valeurs sont résumées à partir des travaux expérimentaux de Hyett et al. (1992), Moosavi et al. (2003) sur le ciment Portland.

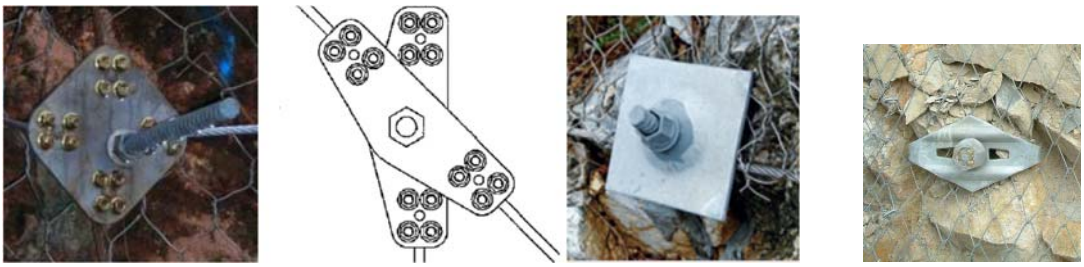
Tableau 2 Résistance mécanique du ciment Portland selon Hyett et al. (1992) et Moosavi et al. (2003)

E/C	Module de Young (MPa)	Résistance mécanique				
		Compression simple (MPa)	Cohésion (MPa)		Frottement (°)	
			Valeur au pic	Valeur résiduelle	Valeur au pic	Valeur résiduelle
0,4	13	50,6	15,3	5,6	22,3	28,3
0,5	11	40,3	11,2	2,0	22,8	32,4

Des adjuvants et additifs peuvent être ajoutés afin de modifier certains paramètres du coulis de ciment respectivement, à l'état frais ou à l'état durci. L'étude expérimentale de Benmokrane et al. (1995) sur les ancrages scellés au coulis de ciment avec différents additifs (poudres d'aluminium, fumées de silice ou sables) a permis de tirer quelques conclusions sur l'effet de ces différentes additions. Les poudres d'aluminium tendent à augmenter le volume du coulis. Cependant, le gonflement pendant l'hydratation est empêché dans le forage et génère des contraintes de confinement additionnelles qui ont une influence favorable sur l'adhérence. Le remplacement de 10% du ciment par de la fumée de silice conduit à une augmentation de 12% de la résistance en compression du ciment. L'ajout d'une quantité de sable de 30% par rapport au ciment diminue la porosité ce qui tend à améliorer sa résistance et son incompressibilité. Les adjuvants sont souvent ajoutés en très faible quantité pour améliorer certaines propriétés du coulis à l'état frais afin de faciliter sa mise en œuvre. Les plastifiants sont ajoutés pour améliorer la maniabilité du coulis. Les accélérateurs de prise diminuent le temps de prise par temps froid. Les entraineurs d'air (molécules organiques de compositions chimiques diverses) permettent de former des microbulles d'air uniformément réparties qui protègent le coulis du gel. En effet ces microbilles réduisent les pressions hydrauliques générées en permettant à l'eau de trouver un « vase d'expansion » potentiel : lorsque l'eau gèle dans les capillaires, elle déforme en effet la microbille la plus proche. Les microcavités permettent ainsi à l'eau de gagner en volume sans perturber la matrice générale.

(4) Une plaque de répartition

La plaque de répartition ou d'appui, fixée à la barre d'ancrage en surface par un écrou de serrage, est le point d'attache de la nappe de filet ou de grillage ou des câbles (Figure 15). Ainsi elle permet le transfert des efforts de ceux-ci vers l'ancrage. Il est également considéré dans la pratique, son rôle de protection vis-à-vis de l'érosion de la surface du terrain naturel en tête d'ancrage et d'amélioration de l'adhérence de l'ancrage près de la surface. Les plaques d'appui ont généralement une section de 400 cm^2 et une épaisseur de 10 mm.



Plaque de répartition avec un système de serrage GTS | Plaque simple de répartition | Plaque à griffes - grillage TECCO

Figure 15 Différentes types de plaque d'appui

(5) Des accessoires de mise en œuvre

Ecarteurs : Les écarteurs (ou centreurs) sont fixés sur la barre avant de la placer dans le forage afin d'assurer un enrobage correct de la barre par le coulis de ciment. Ils sont disposés tous les 1 à 1,5 mètres selon les recommandations de la SNCF (2012) avec un minimum de 2 centreurs. Un manque ou une mauvaise disposition d'un écarteur en tête de l'ancrage peut conduire à un enrobage incorrect d'autant que la tête de l'ancrage est la zone la plus exposée aux phénomènes de corrosion (Figure 16).



Figure 16. Exemples de position inadéquate de centreurs : a) barre excentrée en tête avant le scellement ; b) barre excentrée en tête après scellement.

Manchon de raccordement : Il permet de faire la connexion entre deux barres si la réalisation de l'ancrage en un seul tenant est impossible. Dans ce cas, l'épaisseur de l'espace annulaire est comptée à partir du diamètre extérieur du manchon. En conséquence, le forage doit être augmenté pour assurer l'espacement annulaire prescrit.

Chaussettes : Dans les massifs rocheux où il y a des ouvertures de fissure ou de discontinuités, la barre est enveloppée par une chaussette en géotextile afin d'éviter la perte de coulis dans le massif.

En pratique, la procédure de mise en œuvre de ce type d'ancrage comprend les étapes suivantes :

1- Préparation de la barre : la barre est pré-coupée selon une longueur définie, équipée des écarteurs et la canule d'injection y est ligaturée. Elle est peinte en tête d'une peinture anticorrosion. Dans les massifs rocheux où il y a des ouvertures de fissure ou de discontinuité, la barre est enveloppée par une chaussette en géotextile qui doit passer sous les centreurs.

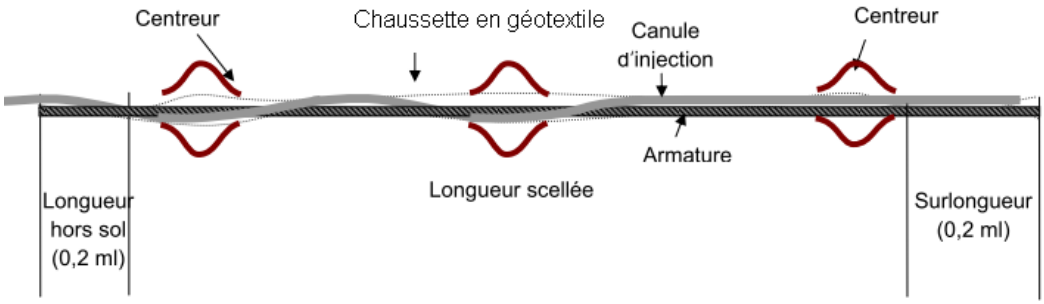


Figure 17 Barre préparée (Procédure Ancrage GTS)

2- Réalisation du forage : le trou est réalisé avec l'aide d'une foreuse. Après le forage, la barre est insérée dans le trou de forage avant l'injection du scellement.

3- Injection du coulis de ciment : le coulis de ciment est préparé dans un malaxeur et injecté via la canule avec ou sans retrait progressive de celle-ci. Souvent, la canule d'injection est laissée en place. L'injection du coulis est faite en fond du forage, permettant de chasser éventuellement de l'eau hors du forage. Le trou du forage sera comblé de mortier après le retrait du coulis pour éviter toute rétention d'eau autour de la barre en tête.

4- Mise en place des fixations externes et serrage de la tête : après le durcissement du coulis de ciment, la plaque de répartition et les autres dispositifs (câble de filet, de grillage) sont mis en place. Cela est suivi du serrage de l'écrou.

2.3.2. Essais pour les ancrages passifs scellés au rocher

Actuellement la seule norme d'essais appliquée aux ancrages passifs scellés au rocher est la norme NF P 94-444:2002 qui permet d'évaluer la résistance à la traction de l'ancrage. Le principe des essais est d'appliquer une force de traction en tête de l'ancrage par paliers maintenus constants selon un programme prédéfini et de mesurer les déplacements en fonction de la force appliquée. Souvent, dans le cadre d'un chantier, un programme d'essais comprend deux types d'essai :

- l'essai de convenance réalisé au préalable sur un ancrage isolé qui ne participe pas à la stabilité de l'ouvrage et qui permet de justifier la conception de l'ancrage vis-à-vis de l'état de rupture,
- l'essai de contrôle réalisé sur les ancrages de l'ouvrage et qui permet de justifier l'ancrage vis-à-vis de l'état-limite de service.

Cependant, les conditions d'essai étant généralement difficiles en paroi rocheuse, la procédure d'essai n'est pas rigoureusement respectée du fait de trois problèmes majeurs:

- Le temps de chargement – déchargement sur chantier pour un essai est long (35 minutes minimum pour un essai de contrôle), ce qui fait qu'en application, le programme d'essai est souvent réduit. En conséquence, le fluage de l'ancrage n'est pas correctement mesuré.
- Le système d'appui est très difficile ou parfois impossible à mettre en place dans des configurations de terrain défavorables (Figure 18a). De plus, d'après la norme, il doit être disposé à plus de 0,3m des bords du forage de l'ancrage : ce n'est pas toujours le cas en réalité (Figure 18b). L'utilisation d'une plaque d'appui dont le diamètre de l'ouverture

centrale est trop faible, peut générer une contrainte de confinement supplémentaire en tête lors du chargement, qui peut tendre à surestimer les résultats d'essai et empêcher la rupture entre le coulis et la roche. Un autre problème souvent rencontré dans les roches tendres est le déplacement du système d'appuis lors de la mise en tension de l'ancrage, ce qui fausse les valeurs mesurées.

- La mesure du déplacement est difficile dans l'axe de l'ancrage car l'ancrage est souvent incliné par rapport à la surface du terrain naturel. Pour cette raison, une cale est souvent mise en place pour rectifier l'alignement du vérin hydraulique (Figure 18c). Cependant une des difficultés est alors de maintenir le comparomètre (Figure 18d) perpendiculaire à la plaque d'appui sur le vérin (« effet de plaque ») : les valeurs de déplacement axial mesurées ne sont plus correctes.

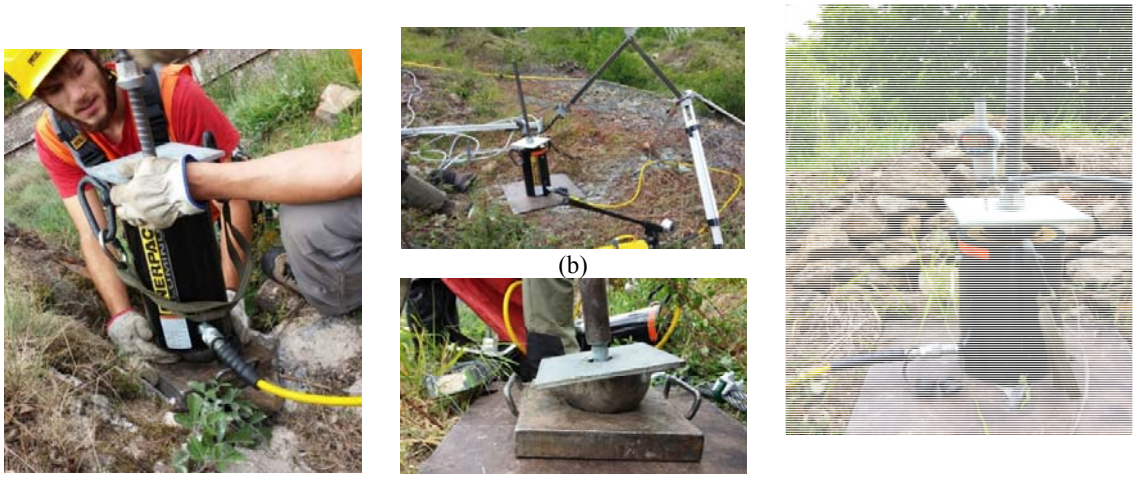


Figure 18 Difficultés de mise en œuvre de l'essai d'arrachement pour un ancrage passif au rocher.

2.3.3. Dimensionnement des ancrages passifs scellés au rocher

Le dimensionnement d'un ancrage passif scellé au rocher a fait l'objet de peu de normes, guides techniques ou autres recommandations. On peut citer la norme britannique BS 8081: 1989 remplacée partiellement par la norme EN 1537 :1997 en matière d'exécution mais qui reste applicable, la directive suisse sur la construction d'ouvrages paravalanches (OFEV 2007) ou le guide technique du CEMAGREF (2004) en France.

Le dimensionnement de l'ancrage selon la norme BS 8081 : 1989 est une méthode basée sur un coefficient global de sécurité. La méthode considère les modes de rupture suivants : la rupture de la barre, la rupture à l'interface barre-scellement, la rupture à l'interface scellement – roche ou la rupture globale obtenue par un essai d'arrachement. Des coefficients de sécurité sont appliqués à chaque mode selon le Tableau 3.

Tableau 3 Coefficients de sécurité selon BS 8081 : 1989

Catégorie de l'ancrage	Coefficient de sécurité minimum appliqué sur la résistance			
	de la barre d'acier	de l'interface scellement – roche	de l'interface barre - scellement	de la résistance obtenue par essai de l'arrachement
Ancrages provisoires dont la rupture ne conduit pas à des conséquences sérieuses ou dangers publics	1,40	2,0	2,0	1,10
Ancrages provisoires dont la rupture provoque peu de conséquences et ne conduit pas à des dangers publics sans possible mesure d'avertissement	1,60	2,5	2,5	1,25
Ancrages permanents ou provisoires dont la rupture peut conduire à des conséquences ou dangers publics	2,0	3,0	3,0	1,5

Pour déterminer la résistance de l'interface scellement – roche ou de l'interface barre-scellement, la norme considère une distribution uniforme des contraintes de cisaillement le long de ces interfaces ce qui conduit aux formules suivantes :

$$T^{b-g} = \pi d_b \tau^{b-g} L \; ou \; T^{g-r} = \pi d_g \tau^{g-r} L \qquad (2\text{-}1)$$

dans lesquelles :

T^{b-g} et T^{g-r} sont respectivement la résistance de l'interface barre-scellement et la résistance de l'interface scellement – roche déterminées sur toute la longueur de l'ancrage.

L est la longueur de la partie scellée de l'ancrage. Selon BS 8081 : 1989, L ne devrait pas être inférieure à 3m si la traction de service est supérieure à 200kN et peut être réduite à 2m si la traction de service est inférieure à 200kN.

τ^{b-g} est la résistance au cisaillement à l'interface barre – scellement, et peut être prise égale à 2 MPa pour une barre nervurée selon BS 8081 :1989.

τ^{g-r} est la résistance au cisaillement à l'interface scellement – roche. Selon BS 8081 :1989, elle peut être prise égale à 10% de la résistance en compression de la roche, sans dépasser 4MPa. Si la résistance en compression de la roche est inférieure à 7MPa, la résistance au cisaillement à l'interface est prise égale à la résistance au cisaillement de la roche. Des valeurs indicatives pour différents types de roche sont données dans la norme BS 8081 :1989 : le Tableau 4 présente un extrait de ces valeurs. Selon le type de roche, un coefficient de sécurité plus ou moins élevé est appliqué pour établir les valeurs de résistance recommandées.

Tableau 4 Résistance au cisaillement à l'interface scellement - roche pour différents types de roche (d'après BS 8081 : 1989)

Type de roche		Résistance au cisaillement à l'interface ultime (MPa)	Résistance recommandée en service (MPa)
Roche ignée	Basalte	3,86	1,21 à 1,39
	Granite	4,83	1,38 à 1,55
	Granite alterée	1,5 à 2,5	
	Serpentine	1,55	0,45 à 0,69
Roche métamorphique	Schiste de Manhattan	2,8	0,70
	Schiste argileux	0,83 à 1,38	
Roche sédimentaire	Roche calcaire	2,83	1,00
	Roche calcaire tendre	1,03 à 1,52	
	Grès	4,28	2,45
	Grès alteré	0,69 à 0,85	
	Silt	2,24	0,69 à 0,83
	Schiste tendre	0,35	

Le dimensionnement d'un ancrage passif au rocher selon la directive suisse (OFEV, 2007), applique des coefficients de sécurité partiels sur l'action (1,5) et sur la résistance de l'ancrage (1,35). La résistance de l'ancrage est basée sur des données empiriques du frottement entre matériau de scellement (mortier) et roche (roche peu fissurée) en fonction du diamètre du forage (Tableau 5). De plus, la longueur de l'ancrage ne doit pas être inférieure à 1,5m en tenant compte des couches de terrain superficielles de faible résistance.

Tableau 5 Valeurs empiriques données par la directive Suisse (OFEV, 2007)

Diamètre du trou de forage (mm)	Frottement de la semelle entre le mortier d'ancrage et le rocher lors d'une rupture s_K (N/mm²)	Résistance à la traction par mètre de longueur d'ancrage $R_{a,k}'$ (kN/m')
30	1,00	95
45	2,00	280

En France, le dimensionnement des ancrages passifs au rocher ne fait l'objet de recommandations que dans le guide du CEMAGREF (2004) qui définit la résistance de l'ancrage par le minimum de la résistance en traction de la barre et de la résistance à l'interface scellement – roche. De plus, la longueur de l'ancrage doit être supérieure à 50 fois le diamètre du forage afin d'éviter la rupture à l'interface barre-scellement : cette recommandation est issue de la pratique du béton armé. Il est recommandé d'appliquer une sur-profondeur de 0,25m à 0,5m en fond du forage pour tenir compte du bourrage de débris et une sur-longueur en partie superficielle de 0,5 m pour une protection vis-à-vis du gel et tenir compte de la mauvaise qualité des terrains en surface. Dans cette méthode, une approche classique basée sur un coefficient global de sécurité est utilisée pour le dimensionnement de l'ancrage. Si la barre est sollicitée en traction, un coefficient global de sécurité de 1,5 est appliqué sur la

résistance de la barre d'acier et un coefficient de sécurité de 2 est appliqué sur la résistance à l'interface scellement – roche.

3. Objectifs de la thèse

Les paramètres susceptibles d'influencer le comportement de l'ancrage sont donc multiples :

- paramètres liés à la roche : propriétés mécaniques de la roche et variabilité avec la profondeur, présence de fissures dans le massif rocheux ;
- paramètres liés au scellement : propriétés mécaniques, épaisseur du scellement ;
- paramètres liés à la barre d'acier : propriétés mécaniques de l'acier et de la barre, profil et diamètre de la barre.

Or actuellement, pour déterminer la résistance en traction de l'ancrage, la limite élastique en traction de la barre d'acier est comparée à la résistance de l'interface barre – scellement et à la résistance de l'interface scellement – roche avec l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes de cisaillement le long de ces deux interfaces. Ainsi en dehors du type de roche encaissante, du diamètre de forage, du diamètre de la barre et de la limite élastique de l'acier, les influences d'autres paramètres comme les propriétés mécaniques et l'épaisseur du scellement, le profil et la ductilité de la barre d'acier sur la résistance de l'ancrage ne sont pas pris en compte. Par conséquent, malgré l'application répandue de ce type d'ancrage dans le domaine des risques rocheux, la justification et le dimensionnement des ancrages passifs scellés au rocher ne fait l'objet que de quelques documents de recommandation (BS 8081, 1989; CEMAGREF, 2004). Dans un souci de développer une nouvelle méthode de calcul plus économique mais qui reste sécuritaire, il s'avère impératif de comprendre le comportement d'un ancrage sollicité en traction-cisaillement. Le paragraphe suivant présente l'état de l'art en matière de comportement d'un ancrage passif scellé au rocher. Nous nous sommes limités pour ce travail à un ancrage sollicité en traction.

Chapitre 2.
Etat de l'art

Chapitre 2. Etat de l'art 28

1. Introduction 30

2. Comportement et rupture des interfaces de l'ancrage sollicité en traction 32

2.1. Comportement local et rupture à l'interface barre – scellement 32

2.1.1. Observations expérimentales 32

2.1.2. Modèles de comportement d'une portion de l'interface barre-scellement 48

2.1.3. Comportement le long de l'ancrage à l'interface barre – scellement pour une sollicitation en traction 52

2.2. Comportement local et rupture à l'interface scellement – roche 63

3. Conclusions & méthodologie retenue 66

1. Introduction

Lorsque la barre d'ancrage est sollicitée en tête par une force inclinée (Figure 19), elle transmet cette force aux milieux encaissants (le scellement et la roche) par deux types de comportement :

- un travail en flexion composée en tête de la barre sur une longueur dite « longueur de transmission » où interviennent les modules de réaction du coulis et de la roche en complément de la flexion de la barre d'acier.
- un travail en traction seule en profondeur le long de la barre sur une longueur dite « longueur de dissipation » où la sollicitation en traction transmise à ce niveau est progressivement dissipée par le cisaillement à l'interface barre-scellement.

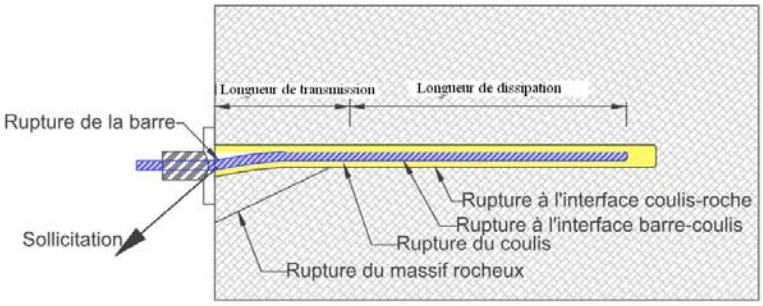


Figure 19 Différents modes de rupture d'un ancrage

En ce qui concerne la longueur de transmission, elle est de l'ordre de 5 fois le diamètre de la barre d'acier dans une roche de moyenne à haute résistance d'après les études expérimentales et numériques de Pellet (1993), Pellet et Egger (1996), Ferrero (1995) et Grasselli (2005). En pratique, la roche en tête du scellement est souvent endommagée ou de qualité médiocre et ne contribue donc pas à la reprise des efforts. La barre fléchit pour se mettre dans l'axe de la force appliquée, ce qui a un effet favorable car la résistance en traction de la barre est de l'ordre de 1,7 fois supérieure à sa résistance en cisaillement. En conséquence, dans ce cas, la force inclinée appliquée en tête de la barre est totalement transmise en traction en profondeur. Dans tous les cas, il s'avère que la longueur de scellement doit être adaptée à la longueur de dissipation de l'effort en profondeur. Dans le cadre de la thèse, il a été décidé d'étudier le comportement en traction afin de déterminer cette longueur de scellement efficace de l'ancrage.

Dans la littérature, les études sur le comportement de l'ancrage ont été menées sur des modes de fonctionnement spécifiques à certains domaines d'application :

- dans le domaine du béton armé, les barres d'acier sont utilisées comme élément de transfert de charge et pour augmenter la résistance en traction du matériau. Elles travaillent donc en traction ce qui a conduit exclusivement à des études du comportement en traction de la barre d'acier noyée dans du béton. Ces études nous permettront cependant d'éclairer le mécanisme de transfert d'efforts entre la barre d'acier et le matériau de scellement.

- dans le domaine des tunnels et des mines, les ancrages sont essentiellement installés pour assurer un soutènement souterrain et sont sollicités en traction par convergence du terrain. Le type de sollicitation dans cette application est donc différent de celui de notre cas d'étude. Cependant, pour caractériser le comportement sous une telle sollicitation, des études expérimentales par essais d'arrachement générant une sollicitation en traction en tête de l'ancrage ont été réalisées et comparées à des développements analytiques et numériques susceptibles de nous intéresser.

Lors que la barre en acier d'un ancrage est sollicitée en tête par une force en traction, cette force est transmise premièrement au scellement par l'adhérence entre la barre et le scellement et finalement à la roche par l'adhérence entre le scellement et la roche après que le scellement se soit plus ou moins déformé. Ce comportement peut conduire à différents modes de rupture de l'ancrage non exclusifs :

- la rupture à l'interface scellement-roche par manque d'adhérence entre le scellement et la roche,
- la rupture à l'interface barre-scellement par manque d'adhérence entre le scellement et la barre,
- la rupture de la barre par manque de résistance en traction et/ou cisaillement de la barre d'acier,
- la rupture du scellement,
- la rupture du massif rocheux.

Le comportement et la rupture de ce système font donc intervenir non seulement différents paramètres liés aux caractéristiques propres de la barre, du scellement, du massif rocheux mais aussi aux caractéristiques des interfaces entre ces éléments. Or si les propriétés mécaniques des matériaux peuvent être connues par des essais standardisés et les comportements peuvent être traduits par des modèles, les interfaces, quant à elles, demeurent plus difficiles à caractériser. Cette partie est donc plus particulièrement consacrée à une étude bibliographique des comportements de l'interface barre – scellement et de l'interface scellement – roche.

Dans cette logique, le paragraphe 2.1 étudie le comportement et la rupture à l'interface barre – scellement. Dans un premier temps, des études expérimentales de l'arrachement de l'ancrage sont présentées. Elles permettent d'expliquer le phénomène physique de l'interaction entre la barre et le scellement et de mettre en évidence l'influence de certains paramètres sur le comportement de l'ancrage. Ensuite, des modèles de comportement local de l'interface barre – scellement établis à partir de ces études expérimentales sont décrits. Enfin un dernier paragraphe décrit les études existantes sur la distribution des contraintes de cisaillement à l'interface barre-scellement le long de l'ancrage.

De la même manière, le paragraphe 2.2 présente l'étude sur le comportement et la rupture à l'interface scellement – roche.

Finalement, le paragraphe 3 conclut cette bibliographie sur le comportement en traction de l'ancrage et la méthodologie retenue afin d'atteindre l'objectif de la thèse.

2. Comportement et rupture des interfaces de l'ancrage sollicité en traction

2.1. Comportement local et rupture à l'interface barre – scellement

2.1.1. Observations expérimentales

Afin de pouvoir modéliser le comportement à l'interface barre-scellement le long d'un ancrage soumis à la traction, il apparait nécessaire de connaitre le comportement local à l'interface c'est-à-dire sur une portion réduite de l'ancrage afin d'approcher le cas d'un comportement uniforme (contrainte, déformation) le long de l'interface barre – scellement. Pour cela, différentes études expérimentales ont été réalisées avec une faible longueur de scellement, de quelques fois le diamètre de la barre d'acier de l'ancrage.

Pour étudier le comportement local de l'interface barre – scellement, plusieurs dispositifs pour effectuer des essais d'arrachement d'ancrage ont été élaborés :

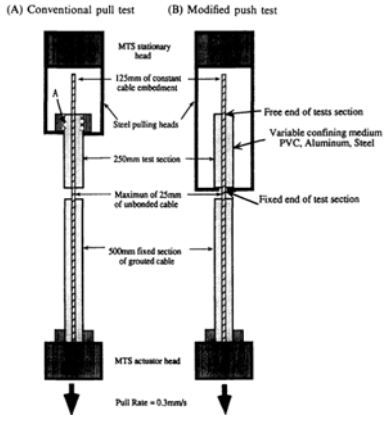


Figure 20 Les deux dispositifs pour l'essai à l'arrachement de Fuller et Cox (1975) et Hyett et al. (1992)

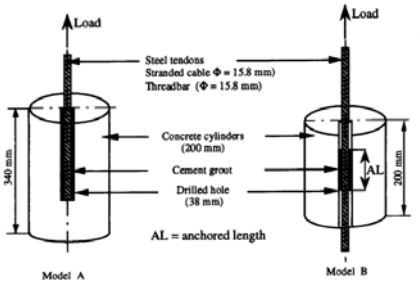


Figure 21 Les deux dispositifs pour l'essai à l'arrachement de Benmokrane et al. (1995)

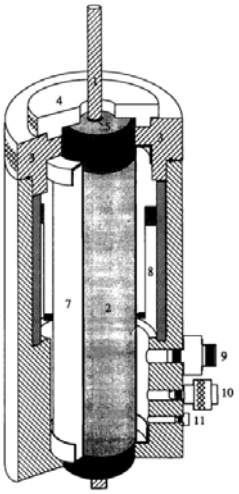


Figure 22 Cellule Hoek modifiée
(Hyett et al. 1995)

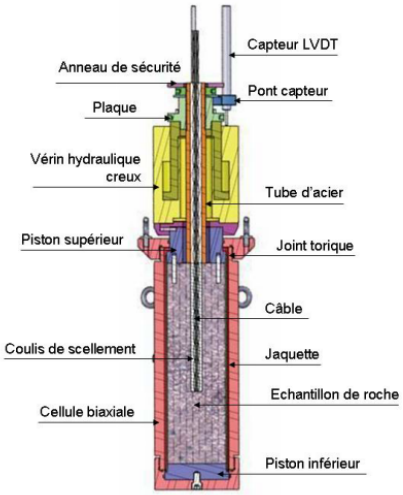


Figure 23 Cellule biaxiale
(Blanco Martín 2012)

(1) Un des premiers tests à l'arrachement a été proposé par Fuller et Cox (1975) (Figure 20a) et utilisé pour étudier le transfert de charge entre un câble et son scellement. Dans ce dispositif, un tube en acier est utilisé pour représenter la roche et reproduire les conditions de confinement. Cependant la rigidité d'un tube en acier est trop grande pour représenter une roche. Hyett et al. (1992) a donc modifié ce dispositif en utilisant des tubes de différents matériaux : PVC, aluminium, acier. Cela a ainsi permis de varier les conditions de confinement (Figure 20b). Par ailleurs le tube et la zone de scellement testée prennent appui sur la partie fixe de l'ancrage au lieu d'y être ancré.

(2) Le dispositif d'essai à l'arrachement de Benmokrane et al. (1995) (Figure 21) utilise un cylindre en béton armé d'un diamètre de 200mm pour représenter la roche. Deux situations ont été étudiées : des essais pour étudier la résistance de l'ancrage en fonction de la longueur de scellement en faisant varier cette longueur de 7 à 20 fois le diamètre de la barre et des essais pour déterminer un modèle local de comportement de l'interface scellement-barre avec une longueur courte de scellement de 4 fois le diamètre.

(3) Une cellule triaxiale a été conçue par Hyett et al. (1995) (Figure 22), sur la base d'une cellule triaxiale de Hoek, pour déterminer un modèle de comportement de l'interface câble – coulis. Ce dispositif a par la suite été utilisée par Moosavi et al. (2005) pour tester l'effet du confinement sur l'interface barre-scellement. Ce dispositif comprend une enceinte cylindrique ayant un diamètre interne de 61mm, à l'intérieur de laquelle une portion de barre ou de câble de longueur de 100 à 150mm est scellée. En périphérie, des jauges de déformation sont installées pour mesurer la dilatation radiale lors de l'essai sous différents taux de confinement contrôlés par la pression hydraulique dans l'enceinte.

(4) Une nouvelle cellule pour des essais à l'arrachement a été récemment développée au centre de Géosciences Mines-Paris Tech en 2008 (Figure 23). Ce dispositif expérimental permet d'appliquer des pressions hydrauliques sur l'échantillon.

Les pressions appliquées peuvent être gardées constantes ou non ce qui permet de réaliser des essais sous une contrainte de confinement constante ou une rigidité constante respectivement. Afin de favoriser la rupture à l'interface barre-scellement, une plaque d'appui a été fixée en tête de cellule pour empêcher le cisaillement dans le scellement ou à l'interface scellement-roche. La paroi du forage dans la roche est rainurée pour améliorer l'adhérence à l'interface scellement-roche.

Quel que soit le dispositif, la réalisation des essais d'arrachement consiste à appliquer un déplacement imposé en tête de la barre. Pendant l'essai, la valeur de la force en traction en tête de la barre F et le déplacement associé de la tête de la barre sont mesurés. Pour les dispositifs de type cellule biaxiale (Figure 22 et Figure 23), il est également possible de mesurer l'expansion radiale de l'échantillon cylindrique.

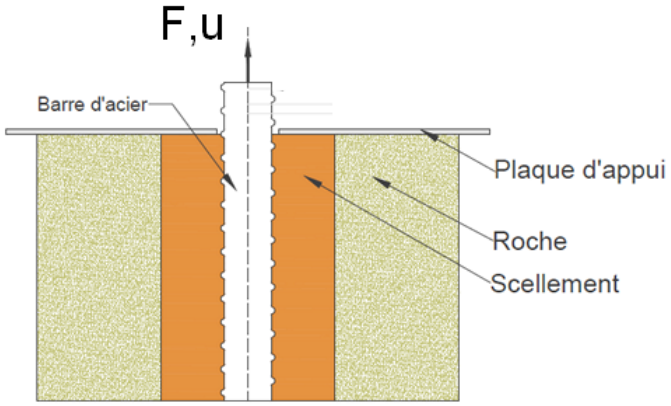


Figure 24 Les variables mesurées lors des essais à l'arrachement

Il est à noter que le déplacement en tête de la barre est mesuré par référence à la zone non perturbée du milieu encaissant (Figure 24) et comprend donc deux parties: le glissement relatif entre la barre et le scellement et, les déformations du milieu encaissant. La déformation de la barre d'acier est généralement négligeable eu égard au niveau de sollicitation au cours des essais. Si une plaque d'appui est utilisée en tête dans le dispositif d'essais, le déplacement de la barre se réduit au seul glissement relatif à l'interface barre – scellement, les déformations du milieu encaissant étant empêchées. La valeur de contrainte de cisaillement à l'interface barre – scellement τ^{b-g} est alors calculée en admettant une distribution uniforme de celle-ci le long de la faible longueur de scellement par la relation suivante :

$$\tau^{b-g} = \frac{T}{\pi d_b L} \tag{2.1}$$

avec L, la longueur de scellement et d_b , le diamètre de la barre.

A l'issue de l'essai, la courbe représentant la contrainte de cisaillement τ^{b-g} calculée en fonction du déplacement de la barre d'acier u mesurée est tracée. C'est cette courbe qui est utilisée pour définir le comportement local de l'interface barre – scellement dans les travaux existants. La Figure 25 présente l'allure de la courbe contrainte - déplacement obtenue avec des armatures du béton armé pour différentes conditions de confinement (FIB, 2000). Avec des barres HA utilisées pour les ancrages au rocher (Moosavi et al., 2005), les courbes montrent la même tendance : au début, une augmentation quasi-linéaire jusqu'à une valeur de pic suivie d'un comportement adoucissant et finalement un palier.

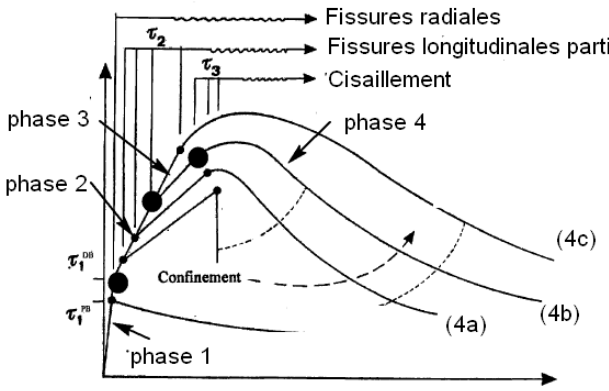


Figure 25 Allures du comportement local de l'interface barre – scellement pour différents confinements (a, b et c) (Fib, 2000)

Cette allure a été justifiée par l'existence de différents efforts résistants qui contribuent de manière différente au développement de la résistance de l'interface barre – scellement au cours du chargement. En réalité, du point de vue de sa résistance, l'interface barre – scellement ne consiste pas seulement au contact entre la barre d'acier et le scellement, mais elle mobilise une zone au contact entre les deux matériaux (avec une épaisseur h comme indiquée sur la Figure 26). C'est dans cette zone que le transfert d'effort de la barre vers le scellement s'effectue. D'après Lutz et al. (1967), Tepfers (1979), Hyett et al. (1992) et Fib (2000), l'interface barre – scellement résiste à l'arrachement de la barre par trois efforts résistants :

- effort dû à l'adhésion chimique entre l'acier et le matériau de scellement. Cette force est générée lors de la cimentation. Les mesures de Lutz et Gergely (1967) donnent une valeur de l'adhésion chimique comprise entre 1,93 à 4,3MPa tandis que l'étude expérimentale de Aydan et al. (1990) montre que cette valeur ne varie qu'entre 1,2 à 1,5 MPa. Selon Hyett et al. (1992), cette résistance est d'un ordre de grandeur plus petit que la résistance au cisaillement du scellement qui est de l'ordre de 12MPa.
- effort dû à l'imbrication mécanique : cette force est la résultante des efforts de réaction s'opposant au scellement qui vient en appui sur les verrous de la barre.
- effort dû au frottement entre l'acier et le matériau de scellement : cette dernière force n'intervient que dans le cas où il y a un glissement relatif entre la barre et le scellement.

Les trois efforts sont illustrés sur la Figure 26. La force résultante à l'interface barre – scellement comprend donc non seulement une composante axiale mais également une composante radiale. Selon Tepfers (1979), la composante radiale est en équilibre avec les contraintes orthoradiales en traction dans le milieu encaissant, comme illustrée sur la Figure 27

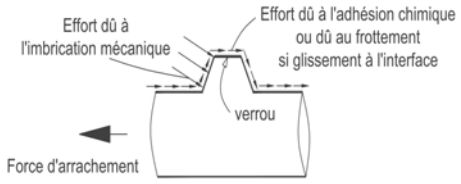


Figure 26 Schéma des différents efforts résistants à l'interface barre – scellement

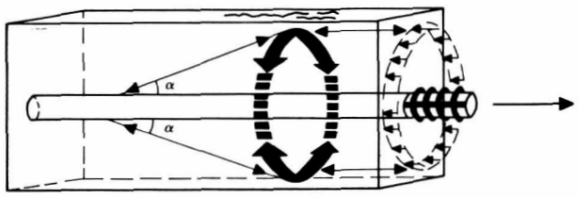


Figure 27 Schéma de l'équilibre entre la composante radiale de la force à l'interface barre – scellement et les contraintes orthoradiales en traction dans le milieu encaissant (Tepfers 1979)

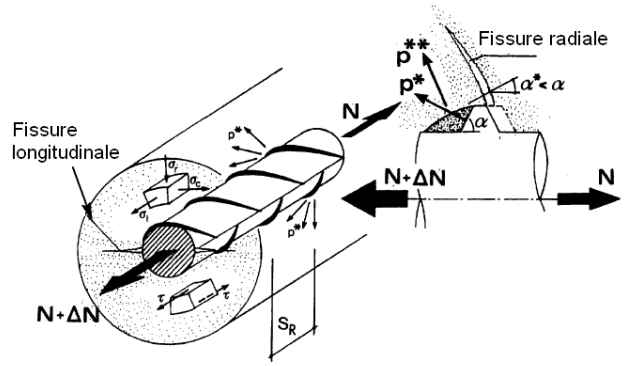


Figure 28 Schéma des différentes forces à l'interface barre – scellement (Fib 2000)

Cependant ces trois efforts résistants ne sont pas nécessairement présents simultanément et peuvent évoluer lors du chargement : ils contribueraient donc de manière différente au comportement de l'interface barre - scellement au cours du chargement. Les observations de différents auteurs (Hyett et al., 1992; FIB, 2000) tendent ainsi à décomposer le comportement à l'interface barre – scellement en 4 phases :

Phase1 - résistance due à l'adhésion chimique ou cohésion de collage à l'interface barre – scellement : au début du chargement, les surfaces de la barre et du scellement restent collées, la résistance de l'interface barre - scellement est donc assumée principalement par l'adhésion chimique entre l'acier et le matériau de scellement. Etant donné que la résistance due à l'adhésion chimique entre l'acier et le matériau de scellement est faible, elle n'autorise qu'une faible valeur de contrainte de cisaillement à l'interface barre – scellement avant rupture et donc autorise une faible déformation élastique du scellement. Cela explique le faible déplacement relatif de la barre mesuré à la fin de cette phase (Figure 25).

Phase 2 - résistance par imbrication mécanique à l'interface barre-scellement : suite à une augmentation du déplacement en tête de la barre d'acier, l'adhésion chimique entre l'acier et le scellement se rompt et un glissement relatif entre la barre et le scellement est possible. Ce déplacement supplémentaire de la barre permet aux verrous de se mettre en appui sur le matériau de scellement. Une pression p* sur le scellement est générée (Figure 28b). Les « dents » de scellement se déforment dans un premier temps élastiquement puis des microfissures radiales dans le scellement sont observées (Figure 28b). Selon les observations de Goto (1971), l'angle entre les microfissures radiales et la direction de la force en

compression dans le scellement varie entre 45° à 80° (Figure 28b). Cependant la pression restant limitée, le matériau de scellement n'est pas cisaillé dans cette phase.

Phase 3 – résistance au cisaillement du scellement à l'interface barre-scellement : quand le déplacement en tête de la barre augmente un peu plus, les verrous de la barre se déplacent le long du scellement et génèrent deux phénomènes, un endommagement partiel du scellement par compression ou par cisaillement et une dilatance au niveau du scellement. Or l'endommagement du scellement augmente la dilatance car le scellement endommagé emmagasiné devant les verrous de la barre modifie l'orientation de la pression appliquée par les verrous de la barre sur le matériau de scellement (Figure $28b : \alpha^* < \alpha$) et augmente ainsi la composante radiale de la pression appliquée à l'interface barre – scellement. Inversement, la dilatance tend à réduire l'endommagement du scellement car selon le confinement, la pression à l'interface barre – scellement est plus ou moins réduite suite à cette dilatance.

La domination de l'un des deux phénomènes peut conduire à un des modes de rupture suivants de l'interface barre-scellement :

Phase 4 - rupture de l'interface barre-scellement :

Phase 4a : dans le cas d'une roche de faible rigidité, la dilatance du scellement n'est pas empêchée, des fissures se développent longitudinalement le long de la barre dans le scellement et s'étendent radialement. La barre est alors extraite par glissement des verrous sur le scellement décomprimé fissuré. Ce type de rupture est un mode de rupture plus ou moins brutal (Figure 25 : courbes 4a).

Phase 4c : dans le cas d'une roche rigide, la dilatance du scellement et le développement de fissures longitudinales sont empêchés. Cela génère des pressions importantes à l'interface barre – scellement ce qui augmente les efforts de cisaillement à cette interface jusqu'au dépassement de la résistance au cisaillement du scellement. La rupture de l'interface barre – scellement intervient alors par cisaillement du scellement. Ce type de rupture permet de développer une résistance de l'interface barre – scellement plus élevée et conduit à un mode de rupture plus progressif (Figure 25 : courbe 4c).

Phase 4b : dans le cas d'une roche moyennement rigide, la rupture de l'interface barre – scellement peut impliquer en même temps le développement de fissures longitudinales accompagné de l'endommagement du scellement par compression et cisaillement (Figure 25 : courbe 4b).

Quel que soit le mode de rupture, la contrainte à l'interface augmente jusqu'à une valeur de pic avant de diminuer progressivement et de tendre vers une valeur résiduelle due au frottement entre la barre et le scellement endommagé.

Ces études ont également permis d'étudier l'influence de différents paramètres géométriques et mécaniques sur le comportement de l'interface barre-scellement à la rupture.

(1) Influence du profil de la barre d'acier

Il existe sur le marché plusieurs configurations du profil de la barre d'acier. Plusieurs ont été étudiées. Le profil de la barre est caractérisé par l'angle d'inclinaison des verrous, la hauteur et le pas entre les verrous (Figure 30).

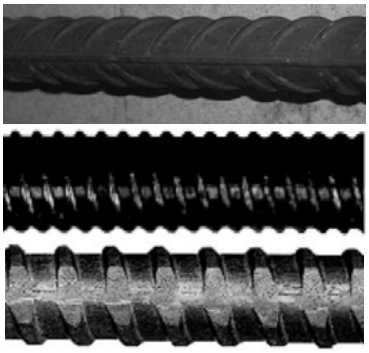


Figure 29 Différents profils de barre :
(a) barre HA pour le béton armé (b) barre HA avec filetage continu
(c) barre HA avec filetage discontinu

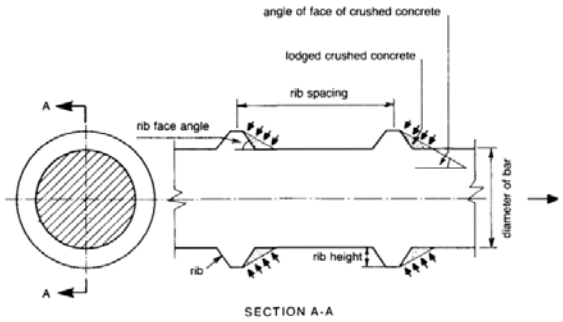


Figure 30 Géométrie de la barre et effort développé par l'imbrication mécanique entre la barre et le scellement (Tepfers, 1979)

En béton armé, l'influence de l'angle d'inclinaison des verrous a été examiné expérimentalement (Rehm,1961 et Lutz & Gergely, 1967) et rapporté dans Tepfers (1979) ; FIB (2000). Ces auteurs ont constaté que pour des angles d'inclinaison des verrous compris entre 40° et 105°, l'interface barre – scellement reproduit le même comportement à l'essai d'arrachement de la barre. Ceci est expliqué par le fait que le scellement endommagé emmagasiné devant les verrous modifie l'angle d'inclinaison « apparent » des verrous pour donner un angle d'inclinaison effectif entre 30° et 40° (Figure 30).

Quant à la hauteur et le pas des verrous, ils sont regroupés dans un coefficient dit « *surface relative de verrous* » f_R qui est le rapport entre la surface transversale projetée parallèlement à la barre, des verrous et le produit du périmètre nominal de la barre par le pas entre ces verrous :

$$f_R = \frac{A_R}{\pi d_b s_R} \tag{2.2}$$

dans laquelle, A_R est la surface transversale projetée parallèlement à la barre des verrous ; d_b est le diamètre de la barre ; s_R est le pas entre les verrous.
Rehm (1961) a trouvé que la résistance au pic de l'interface barre – scellement est une fonction linéaire de ce coefficient (Figure 31) :

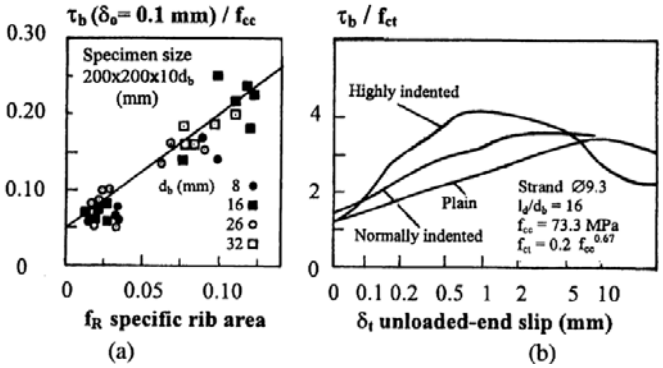


Figure 31 a) Résistance de l'interface barre – scellement en fonction de la surface relative des verrous
pour un déplacement en tête de 0.1mm (b) allure de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement de la barre pour différents profils (CEB-FIB, 2000).

Pour les ancrages passifs scellés sur toute la longueur, l'influence du profil de la barre sur la résistance de l'interface barre – scellement a été étudiée par Kılıc et al. (2003); Moosavi et al. (2005); Blanco Martín (2012).

Kılıc et al. (2003) a trouvé que la résistance de l'interface barre – scellement est 5,5 fois supérieure avec une barre à verrous qu'avec une barre lisse.

Moosavi et al. (2005) ont réalisé des essais d'arrachement de barre pour différents profils de barre et différents coulis de ciment et ont établi que la résistance de l'interface barre – scellement dans le cas d'une barre avec filetage continu (Figure 29b) est supérieure celle d'une barre avec filetage discontinu (Figure 29c). Cela peut s'expliquer logiquement par l'existence de deux faces lissées sur la barre avec filetage discontinu qui doit avoir pour effet de réduire la force due à l'imbrication mécanique. De même, Blanco Martin (2012) a rapporté que la barre HA utilisée en béton armé (Figure 29a) est plus efficace par rapport à une barre filetée (Figure 29 b et c) ayant le même diamètre, en terme de résistance de l'interface barre – scellement.

(2) Influence des propriétés mécaniques du scellement

Comme mentionné ci-dessus, la force résultante à l'interface barre - scellement comprend non seulement une composante longitudinale qui mobilise, par réaction, une contrainte en cisaillement dans le scellement, mais également une composante radiale qui est en équilibre avec les contraintes orthoradiales en traction dans le scellement. Le comportement de l'interface barre – scellement dépend donc à la fois de la résistance en compressionf_c et la résistance en traction f_t du scellement. En fonction de la condition de confinement de la roche, un des deux paramètres peut jouer un rôle plus ou moins important. Dans une roche dure qui assure un important confinement, la résistance en compressionf_c du scellement joue un rôle plus important que la résistance en traction f_t du scellement. A l'inverse, dans une roche tendre où le confinement sera moindre, la résistance en traction f_t du scellement est déterminante par rapport à la résistance en compression$f_c$du scellement (FIB, 2000).

Benmokrane et al. (1995) ont réalisé des essais d'arrachement sur de faibles longueurs de barre avec filetage discontinu scellées avec différents types de coulis de ciment, le tout étant noyé dans un bloc de béton (Figure 21, modèle B). La barre a un diamètre de 15,8mm avec une épaisseur de scellement de 11,1mm. Le coulis de ciment est formé à partir du ciment Portland avec un ratio E/C de 0,45 et selon le coulis, les additifs sont les suivants :

- Coulis CG1 : ciment Portland; E/C = 0.45.
- Coulis CG3 : ciment Portland ; E/C = 0,45 ; ajout de 0,007% de poudres d'aluminium par rapport au ciment. C'est un additif qui a des capacités gonflantes qui ont pour effet d'augmenter la porosité du coulis de scellement.
- Coulis CG4 : ciment Portland ; E/C = 0,45 ; remplacement de 10% de ciment par de la fumée de silice. C'est un additif dont les particules très fines ont pour effet d'augmenter la compacité et donc d'augmenter la résistance en compression du coulis de scellement.
- Coulis CG6 : ciment Portland ; E/C = 0,45 ; ajout de 30% de sable fin par rapport au ciment ce qui a pour effet de diminuer la porosité, et donc la compressibilité du coulis de scellement.

Le Tableau 6 présente les propriétés mécaniques pour les différents types de coulis de ciment testés et les résultats des essais d'arrachement de la barre à 28 jours.

Tableau 6 Propriétés mécaniques pour différents types de coulis de ciment testés et résultats d'essais (selon Benmokrane et al. 1995)

Type de coulis	Propriétés mécaniques à 28 jours du coulis de ciment				Résistance au pic de l'interface barre – scellement à 28 jours (MPa)
	Résistance en compression (MPa)	Résistance en traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Coefficient de Poisson	
CG1	52,6	3,8	14,8	0,14	10,2
CG3	40,3	3,7	12,0	0,17	10,7
CG4	59,6	3,8	16,4	0,12	10,5
CG6	51,8	4,3	17,9	0,15	13,1

A partir des résultats d'essai (Tableau 6), Benmokrane et al. (1995) ont noté que l'ajout des additifs par rapport au coulis de référence CG1, a un effet favorable dans le développement de la résistance de l'interface barre – scellement. Pour le coulis CG3, l'ajout des poudres d'aluminium comme additif gonflant diminue certes la résistance en compression du coulis. Cependant, le gonflement du ciment génère également une augmentation des contraintes de confinement, en particulier à l'interface barre – scellement. Cela suffit à augmenter la résistance de l'interface barre – scellement. Pour le coulis CG4, le remplacement du ciment par de la fumée de silice augmente la résistance en compression du scellement et donc augmente la résistance de l'interface barre – scellement car le scellement est ainsi plus mobilisable à l'interface avant son endommagement. Pour le coulis CG6, l'ajout de sable n'augmente pas la résistance en compression du scellement, mais augmente la résistance en traction du scellement par l'adhérence créée entre le ciment et le sable. Cela suffit à augmenter considérablement la résistance de l'interface barre – scellement.

Benmokrane et al. (1995) a ainsi proposé les formules suivantes pour déterminer la résistance au cisaillement au pic de l'interface barre-scellement (en MPa) pour un coulis de ciment :

$$\tau_p^{b-g} = \alpha\, R_c^g \; ou \; \tau_p^{b-g} = \beta\sqrt{R_c^g} \tag{2.3}$$

dans lesquelles $\alpha = (22{,}4 \pm 4)\%$ et $\beta = 1{,}5 \pm 0{,}2$ sont des valeurs expérimentales obtenues pour différents types du coulis avec ou sans additif.

On peut noter que, en comparaison avec la résistance au pic en cisaillement du coulis de ciment, déterminée à partir des essais de Moosavi et al. (2003) sur le même type de ciment, qui est de l'ordre de $12{,}3MPa\ pour\ E/C = 0.45$, la valeur τ_p^{b-g} n'est pas très loin des valeurs obtenues par Benmokrane et al. (1995).

Kilic et al. (2002) a également examiné l'influence des propriétés mécaniques du coulis de ciment sur la résistance de l'interface barre – scellement. Le coulis de ciment était également formé à partir du ciment Portland, pour différents ratios E/C variant entre 0,34 à 0,4. Les additifs (cendres volantes, sable et ciment expansif) ont également été ajoutés avec une quantité égale à 10% du poids de ciment, afin d'obtenir des coulis avec des propriétés

mécaniques variées. Les barres d'acier utilisées, de diamètres de 10 à 18mm, ont été scellées au coulis de ciment avec une épaisseur de 10mm dans un bloc de béton. La longueur du scellement dans ces essais varie entre 13 à 24 fois le diamètre de la barre.

Kilic et al. (2002) a observé que la rupture se fait à l'interface barre – scellement par le cisaillement du scellement et conclut qu'une modification des propriétés mécaniques du scellement conduit à une modification de la résistance de l'interface barre – scellement. La Figure 32 représente la résistance au pic de l'interface barre – scellement en fonction des propriétés mécaniques du scellement. Il est observé qu'une augmentation des propriétés mécaniques du scellement conduit à une augmentation logarithmique de la résistance à l'interface barre – scellement.

Kilic et al (2002) propose de calculer la résistance de cisaillement de pic de l'interface barre – scellement en relation avec les propriétés mécaniques du coulis de ciment par une des formules suivantes :

$$\begin{aligned} \tau_p^{b-g} &= 3{,}2843 \ln R_s^g - 0{,}0523 \ (R^2 = 0{,}9621)(MPa) \\ \tau_p^{b-g} &= 2{,}4992 \ln R_c^g - 1{,}4579 \ (R^2 = 0{,}8576)(MPa) \\ \tau_p^{b-g} &= 3{,}2843 \ln E^g + 2{,}9394 \ (R^2 = 0{,}7882)(MPa) \end{aligned} \tag{2.4}$$

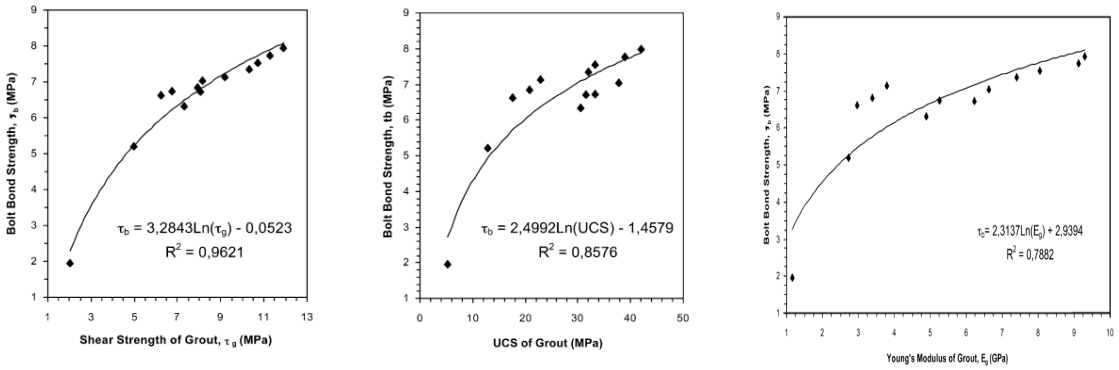


Figure 32 Résistance de l'interface barre – scellement en fonction des propriétés mécaniques du coulis de ciment (Kilic et al., 2002)

(3) Influence de la roche

La composante radiale des forces à l'interface barre – scellement génère une pression à cette interface. Elle est reprise par des contraintes dans le scellement et partiellement par la réaction du massif rocheux environnant. En fonction de la rigidité relative entre la roche et le scellement, l'amplitude des réactions, ainsi que la dilatation radiale des parois rocheuses du forage (ou l'expansion de la roche) sont à priori différentes.

Pour étudier l'effet du confinement de la roche sur le comportement de l'interface barre – scellement, deux types d'essais d'arrachement ont été réalisés :

- ***Essai d'arrachement à rigidité constante :*** la barre d'acier et son scellement sont soumis à une contrainte de confinement proportionnelle à la déformation radiale pendant l'essai. Les deux premiers protocoles d'essai (Figure 20 et Figure 21) et le dernier modèle d'essai (Figure 23) présentés en début de paragraphe permettent d'effectuer les études expérimentales de l'arrachement sous un confinement à rigidité constante. C'est ce qui

correspond aux conditions réelles in situ où la barre scellée est contrainte par la rigidité constante du massif rocheux environnant.

- ***Essai d'arrachement à contrainte constante*** : la barre d'acier et son scellement sont soumis à une contrainte de confinement constante pendant l'essai. Les cellules biaxiales (Figure 22 et Figure 23) offrent la possibilité de réaliser des essais sous des contraintes de confinement constantes.

a. Confinement à rigidité constante

Hyett et al. (1992) ont examiné l'influence du type de roche sur le transfert de charge entre le câble et le scellement en utilisant comme contenant, des tubes en acier, en aluminium et en PVC pour représenter la roche et ont trouvé une bonne concordance entre ces résultats obtenus au laboratoire avec ceux in situ (différents types de roche). Plus tard, Jarred & Haberfield (1997) ont utilisé la même procédure pour étudier l'effet de la rigidité sur le comportement de l'interface barre – scellement.

La rigidité de la roche est calculée à partir de la théorie d'un cylindre épais (Timoshenko, 1941), avec la formule ci-dessous en supposant un comportement élastique linéaire de la roche et un diamètre extérieur infini :

$$k^r = \frac{E^r}{1+\nu^r}\frac{1}{r^g} \tag{2.5}$$

où E^r est le module de Young de la roche ; ν^r est le coefficient de Poisson de la roche ; r^g est le rayon du forage.

Dans les essais, la rigidité de confinement du tube est estimée à partir de la même théorie selon la formule :

$$k = \frac{2E}{1+\nu} \times \frac{\left(d_{ext}^2 - d_{int}^2\right)}{d_{int}\left((1-2\nu)d_{int}^2 + d_{ext}^2\right)} \tag{2.6}$$

dans laquelle $d_{int}\ et\ d_{ext}$ sont respectivement les diamètres intérieur et extérieur du tube ; $E\ et\ \nu$ sont respectivement le module de Young et le coefficient de Poisson du matériau du tube.

Le Tableau 7 représente la rigidité de confinement pour différents tubes et indique des roches de rigidité correspondante.

Tableau 7 Rigidité de confinement générée par différents tubes utilisés (Jarred & Haberfield, 1997)

Matériaux	Dimensions		Rigidité k (MPa/mm)	Roche représentative
	d_{int} (mm)	d_{ext} (mm)		
PVC	67,00	71,20	11	Sols durs
Aluminium	73,7	74,84	63	Roches tendres
Acier	82,50	85,70	395	Grès
Acier	73,70	81,30	1061	Schiste
Acier	87,30	100,50	1241	Quartzite

Jarred & Haberfield (1997) ont testé des barres filetées d'un diamètre de 26mm, d'une longueur proche de 10 fois ce diamètre, scellées dans un coulis de ciment formé à partir de ciment Portland avec un ratio $E/C = 0{,}45$. Les résultats d'essai sont représentés sur la Figure 33. Les courbes de contrainte de cisaillement à l'interface barre - scellement en fonction du déplacement de la barre sont données pour trois niveaux de rigidité de confinement : 10, 395 et 1061 MPa/mm. La Figure 33 montre que la résistance au pic de l'interface barre – scellement augmente avec l'augmentation de la rigidité de confinement. Cependant cette augmentation n'est pas linéaire (Figure 34). Sur la Figure 34, la résistance au pic de l'interface barre – scellement en fonction de la rigidité de confinement est tracée. Il est observé qu'à partir d'une certaine valeur de la rigidité de confinement, la résistance au pic de l'interface barre-scellement reste constante et est de l'ordre de 10MPa. Cela pourrait s'expliquer par le fait que, au-delà de cette limite, le confinement important empêche la formation de fissures radiales dans le scellement et la rupture de l'interface barre –scellement se fait uniquement par le cisaillement du scellement. Or la résistance au cisaillement pour un coulis de ciment dont le ratio E/C est égal à 0,45 est de l'ordre de 12,3MPa selon Moosavi et al. (2003).

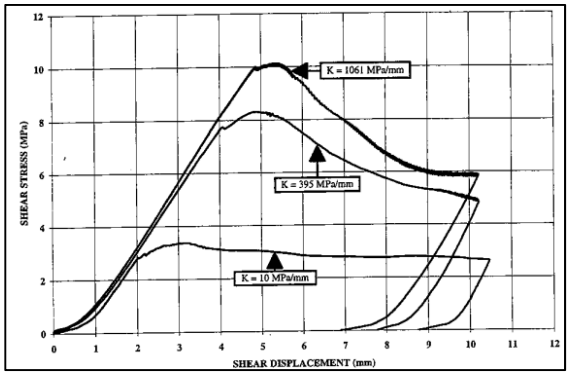


Figure 33 Contrainte de cisaillement à l'interface barre – scellement en fonction du déplacement de la barre
pour différentes rigidités de confinement (Jarred & Haberfield, 1997)

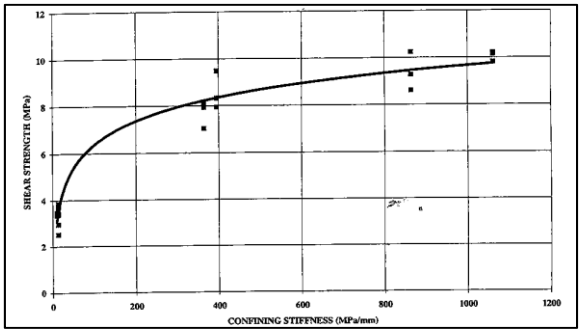


Figure 34 Résistance au pic de l'interface barre – scellement
en fonction de la rigidité de confinement (Jarred & Haberfield, 1997)

b. Confinement à contrainte constante

Moosavi et al. (2005) ont étudié le comportement de l'interface barre – scellement sous confinement à contrainte constante. Les essais consistent à appliquer une pression de

confinement constante à l'extérieur du scellement dans la cellule biaxiale de Hoek modifiée (Figure 22). Pendant l'essai, la dilatation à l'extérieur du scellement a été également enregistrée, en parallèle avec la force de traction appliquée et le déplacement en tête de la barre d'acier.

Les résultats expérimentaux ont mis en évidence l'influence du confinement sur la résistance de l'interface barre–scellement. Les Figure 35 et Figure 36 présentent respectivement les courbes de comportement de l'interface barre – scellement sous différentes pressions de confinement pour deux types de barre d'acier : une barre avec filetage continu d'un diamètre de 22mm (« rebar P22 ») et une barre avec filetage discontinu d'un diamètre de 20mm (« Dywidag »). Dans tous les cas, on peut observer que la résistance au pic de l'interface barre – scellement augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Cependant cette augmentation de la résistance de l'interface n'est pas une fonction linéaire de la contrainte de confinement comme observé sur la Figure 37. La dilatance, par contre, diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Dans le cas d'un faible confinement, une dilatation importante est permise avant de mobiliser la résistance de l'interface barre – scellement.

La Figure 37 montre également l'importance des propriétés mécaniques du scellement. Un coulis avec une résistance en compression plus élevé donne une meilleure résistance de l'interface barre – scellement.

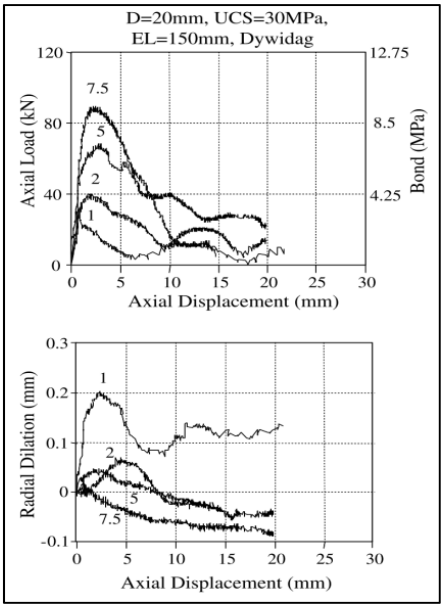


Figure 35 Contrainte de cisaillement et dilatance radiale d à l'extérieure de l'échantillon au cours du déplacement de la barre pour une barre avec filetage discontinu « Dywidag » (Moosavi et al. 2005)

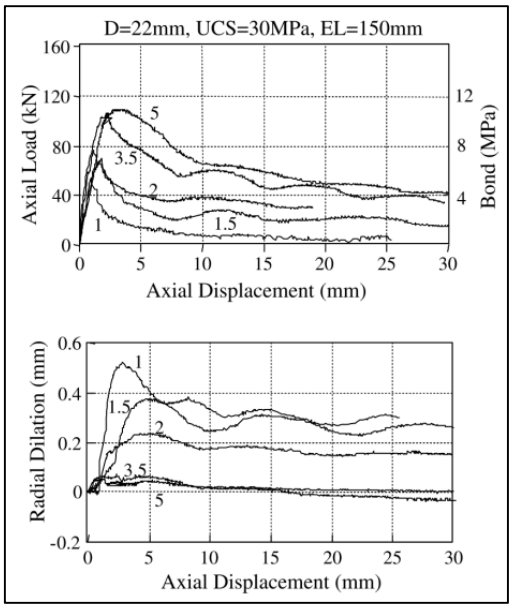


Figure 36 Contrainte de cisaillement et dilatance radiale à l'extérieure de l'échantillon au cours du déplacement de la barre pour une barre avec filetage continu « rebar P22 » (Moosavi et al. 2005)

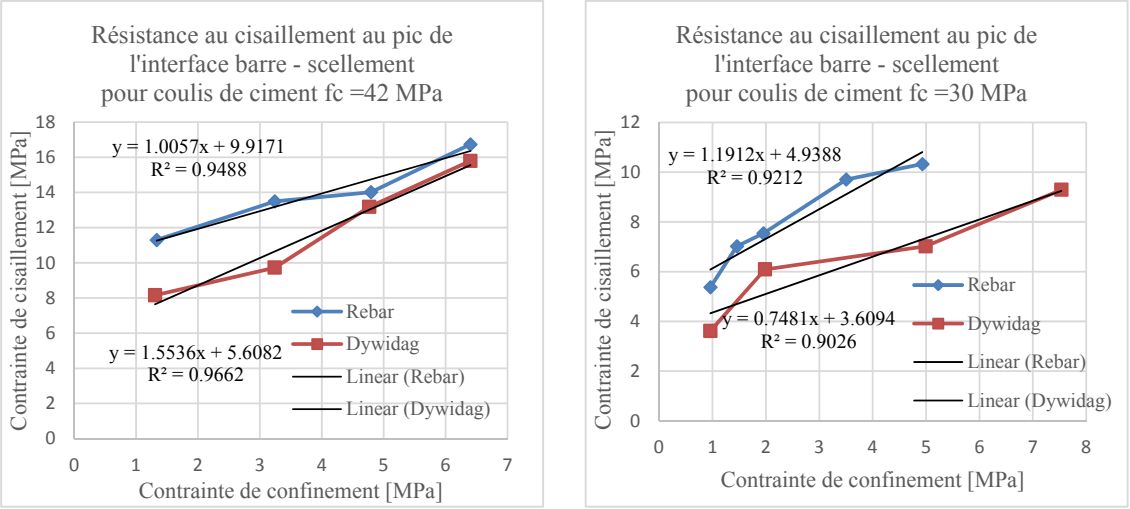


Figure 37 Influence de la contrainte de confinement sur la résistance au pic de l'interface barre – scellement pour différents coulis de ciment
(adapté de Moosavi et al. 2005)

Blanco Martín (2012) a réalisé des essais d'arrachement dans une cellule biaxiale (Figure 23) sous différentes pressions de confinement générées par des pressions hydrauliques. Ces dernières sont appliquées à l'extérieur de l'échantillon de roche (ici, du grès) et peuvent être gardées constantes ou variées durant l'essai. Dans ce dernier cas, la variation des pressions s'effectue de manière à assurer une rigidité de confinement constante durant l'essai.

Les résultats directement mesurés à partir des essais sont la force de traction appliquée en tête T, le déplacement en tête de la barre d'acier δ et la pression à l'extérieur de l'échantillon p_{bl}. La dilatation de l'échantillon est mesurée via la variation du fluide dans la cellule. Ces mesures sont utilisées pour assurer l'asservissement du dispositif sous un confinement à rigidité constante.

Les résultats d'essai ont mis en évidence l'influence du confinement sur la résistance de l'interface barre – scellement. La Figure 38 présente les courbes de la force appliquée en tête en fonction du déplacement de la barre pour différents pressions de confinement. Il est observé sur cette figure que l'amplitude de la valeur de pic et de la valeur résiduelle de la résistance de l'interface barre - scellement est moins importante sous une faible pression de confinement. De plus, l'oscillation observée de la courbe est plus nette pour une pression de confinement plus faible. Selon Blanco Martin (2012), cela est du au fait que sous un faible confinement, la rupture n'intervient pas par un seul cisaillement uniforme dans le scellement tout le long de l'ancrage mais également par le développement de fissures longitudinales et un endommagement plus ou moins marqué des dents de scellement avant rupture.

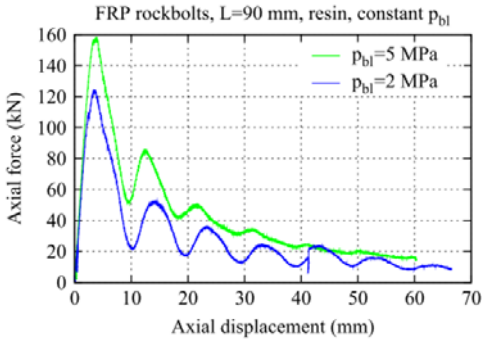


Figure 38 Force appliquée en tête de la barre en fonction de son déplacement pour deux pressions de confinement à l'extérieur de l'échantillon : $p_{pl} = 5MPa$ *et* $p_{pl} = 2MPa$ (Blanco Martin, 2012)

En ce qui concerne l'influence des conditions de génération du confinement (pression de confinement constante ou rigidité de confinement constante), celles-ci affectent la réponse de l'interface barre – scellement de manière différente. La Figure 39 présente les résultats de deux essais pour une barre HA réalisés dans les mêmes conditions initiales ($p_{bl} = 1{,}2MPa$) mais dans des conditions de confinement différentes : pression constante (courbe bleue) et rigidité constante (courbe rouge). Dans le cas d'un confinement à rigidité constante (courbe rouge), la pression de confinement n'est pas constante mais augmente significativement autour de la valeur de pic de la contrainte de cisaillement. Dans ce cas, la valeur de pic est plus élevée que dans le cas d'une pression de confinement constante. Cette montée en pression permet a priori de mobiliser une résistance à l'interface barre - scellement plus importante. Un troisième essai sous une pression de confinement constante plus élevée est également présenté.

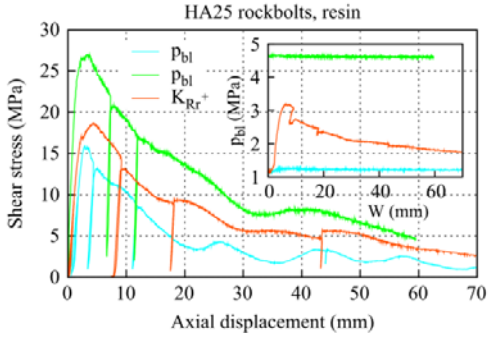


Figure 39 Influence de différentes conditions de confinement : pression constante et rigidité constante. Allure de la contrainte de cisaillement à l'interface barre-scellement et de la pression radiale extérieure appliquée en fonction du déplacement axial de la barre ($w \equiv \delta$). (Blanco Martin, 2012).

Les variables du comportement radial à l'interface barre – scellement (pression, déplacement) ont été calculées analytiquement en se basant sur l'hypothèse d'un comportement élastique de la roche et du scellement et l'hypothèse d'un état de contraintes planes dans un modèle à géométrie axisymétrique. Le calcul de ces variables n'est donc valable que dans le cas où le scellement et la roche ne sont pas fissurés. La Figure 40 présente la pression radiale à l'interface barre – scellement en fonction du déplacement de la barre. Blanco Martin (2012) a observé que la forme de la courbe de la pression radiale calculée est similaire à celle de la contrainte de cisaillement mesurée à l'interface barre-scellement. La

pression atteint sa valeur de pic à un déplacement axial cependant plus élevé que celui correspondant au pic de la contrainte de cisaillement. Après le pic, la pression radiale est en phase avec la contrainte de cisaillement. Cette observation est cohérente avec le fait que à ce stade, il y a un décollage complet entre la barre et le scellement : le frottement acier / matériau de scellement est alors le seul effort résistant qui contribue à la résistance de l'interface barre – scellement. Cela justifierait une relation proportionnelle entre la contrainte de cisaillement et la pression à l'interface barre – scellement dans cette zone.

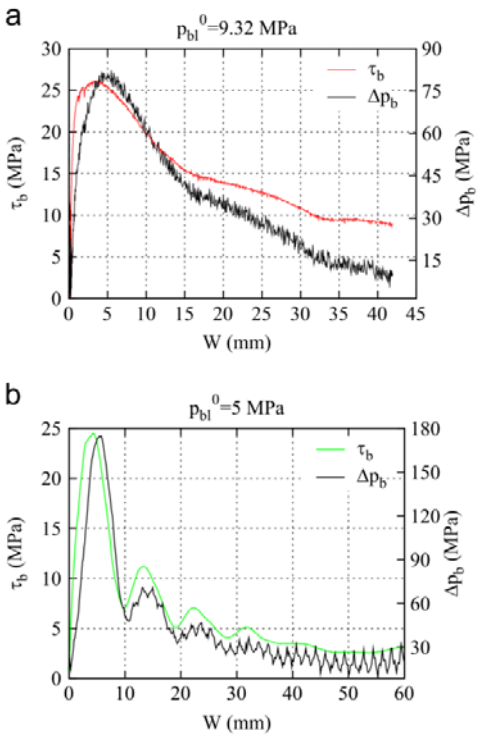


Figure 40 Pression radiale et contrainte de cisaillement à l'interface barre – scellement en fonction du déplacement ($w \equiv \delta$) pour un essai à rigidité de confinement constante
(a) Barre HA avec une pression initiale de 9,32 MPa (b) Barre avec filetage continu avec une pression initiale de 5 MPa (Blanco Martin, 2012)

2.1.2. Modèles de comportement d'une portion de l'interface barre-scellement

Plusieurs modèles de comportement de l'interface barre – scellement ont été proposées.

En béton armé, Ciampi et al. (1981) et Eligehausen et al. (1983) ont proposé un modèle de comportement de l'interface barre – béton qui décrit la variation exponentielle de la contrainte de cisaillement à l'interface barre – béton avec le glissement de l'interface barre - béton suivi d'un palier, puis d'une décroissance linéaire avec le glissement de l'interface et finalement, d'un palier constant reproduisant le comportement résiduel (Figure 41). Ce modèle peut s'exprimer par les équations (2.7).

$$\tau_{b-g} = \begin{cases} \tau_{b-g}^{p} \left(\frac{\delta}{\delta_1}\right)^{\alpha} \; pour \; 0 \leq \delta \leq \delta_1 \\ \tau_{b-g}^{p} \; pour \; \delta_1 < \delta \leq \delta_2 \\ \tau_{b-g}^{p} - \frac{\tau_{b-g}^{p} - \tau_{b-g}^{r}}{\delta_3 - \delta_2}(\delta - \delta_2) si \; \delta_2 \leq \delta \leq \delta_3 \\ \tau_{b-g}^{r} \; si \; \delta_3 < \delta \end{cases} \tag{2.7}$$

Ce modèle est repris dans le Model Code 1990 (Fib, 1993) et puis Model Code for Concrete Structures 2010 (fib, 2013) comme un modèle analytique standard pour l'interface barre – béton. Il est complètement défini par 6 paramètres (α ; τ_{b-g}^{p} ; τ_{b-g}^{r} ; δ_1 ; $\delta_2 et \; \delta_3$) qui dépendent du coefficient de la surface relative des verrous, f_R, des propriétés physiques et mécaniques du béton et des conditions de confinement (modes de rupture). Selon le Model Code 2010 (Fib, 1993), la rupture de l'interface barre – béton par le cisaillement du béton se produit pour le cas d'un enrobage supérieur à $5d_b$. Pour le cas d'un enrobage égal à d_b, la rupture de l'interface barre – béton s'effectue par dilatation du béton et donc rupture en traction. Le Tableau 8 donne les valeurs recommandées par le Model Code 2010 (Fib, 2013) pour une surface relative des verrous comprise entre 0,05 à 0,07.

Tableau 8 Paramètres du modèle de comportement de l'interface barre – béton d'après le Model Code 2010 (Fib, 2013)

Paramètres	Rupture par cisaillement du béton	Rupture par dilatation
		Sans renforcement par aciers transversaux
τ_p^{b-g}	$2{,}5\sqrt{f_{ck}}$	$8\left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0{,}25}$
τ_r^{b-g}	$0{,}4\tau_p$	$0{,}4\tau_p$
α	0,4	0,4
δ_1	$1mm$	$\delta(\tau_p)$
δ_2	$2mm$	δ_1
δ_3	p	$0{,}5p$

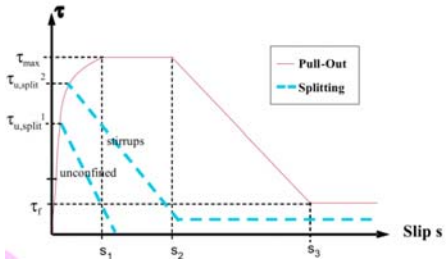


Figure 41 Modèle de comportement de l'interface barre-béton (Fib, 2013)

f_{ck} : résistance en compression caractéristique du béton ; p : pas entre les verrous

Pour les ancrages scellés au rocher, Benmokrane et al. (1995) a proposé un modèle tri-linéaire empirique du comportement de l'interface barre – scellement. Ce modèle comprend une phase de comportement linéaire suivi d'une phase de radoucissement et d'un palier pour le comportement résiduel. Ce modèle est défini par les équations (2.8) et représenté sur la Figure 42.

$$\tau_{b-g} = \begin{cases} \dfrac{\tau_{b-g}^p}{\delta_{b-g}^p}\delta \; si \; 0 \le \delta \le \delta_{b-g}^p \\ \tau_{b-g}^p - \dfrac{\tau_{b-g}^p - \tau_{b-g}^r}{\delta_{b-g}^p - \delta_{b-g}^r}(\delta - \delta_p) si \delta_{b-g}^p \le \delta \le \delta_{b-g}^r \\ \tau_{b-g}^r \; si \; \delta \ge \delta_{b-g}^r \end{cases} \quad (2.8)$$

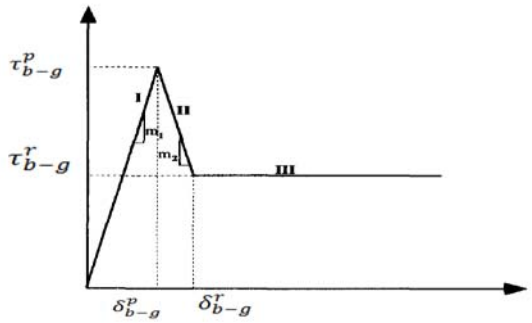


Figure 42 Modèle de comportement tri-linéaire (Benmokrane et al., 1995)

Le modèle est donc défini par 4 paramètres ($\tau_{b-g}^p ; \tau_{b-g}^r; \delta_{b-g}^p; \delta_{b-g}^r$) qui peuvent être déterminés à partir d'essais d'arrachement. Pour les expérimentations de Benmokrane et al. (1995), pour un coulis de ciment dont la résistance en compression f_c est de 50 MPa, les paramètres prennent les valeurs suivantes :

$\tau_{b-g}^p = 10{,}3 \pm 1{,}1 \; MPa; \; \tau_{b-g}^r = 3{,}0 \pm 0{,}9 \; MPa; \; \delta_{b-g}^p = 3{,}9 \pm 0{,}2mm; \; \delta_{b-g}^r = 11{,}7 \pm 0{,}3mm$

Blanco Martín (2012) et Blanco Martín et al. (2013) ont proposé un modèle semi-empirique du comportement non seulement axial mais également radial de l'interface barre – scellement. L'établissement de ce modèle du comportement de l'interface barre – scellement s'est basé sur le calcul analytique des variables à l'interface barre – scellement (contrainte de cisaillement, contrainte radiale, déplacements axial et radial) à partir des mesures effectuées en périphérie de l'échantillon et en supposant un comportement élastique du scellement et de la roche.

Le modèle de comportement axial de l'interface barre – scellement comprend deux composantes. La première composante τ_{b-g}^{c} prend en compte des forces due à l'adhésion chimique et à l'imbrication mécanique et est représentée par un modèle tri-linéaire modifié. La deuxième composante τ_{b-g}^{v} représente le frottement à l'interface barre – scellement : elle est donc proportionnelle à la variation de la pression à l'interface barre-scellement. Le modèle de comportement axial de l'interface barre-scellement est ainsi décrit par les équations (2.9), (2.10), et (2.11) :

$$\tau_{b-g}\left(\delta, \Delta p_b, p_b^0\right) = \tau_{b-g}^{c}\left(\delta, p_b^0\right) + \tau_{b-g}^{v}\left(\Delta p_b, p_b^0\right) \tag{2.9}$$

où :

$$\tau_{b-g}^{c}(\delta) = \begin{cases} \dfrac{\tau_{b-g}^{p}}{\delta_{b-g}^{p}}\delta \; for \; 0 \le \delta \le \delta_{b-g}^{p} \\ \tau_{b-g}^{r} + \left(\tau_{b-g}^{p} - \tau_{b-g}^{r}\right)\left(\dfrac{\delta_{b-g}^{r} - \delta}{\delta_{b-g}^{r} - \delta_{b-g}^{p}}\right)^{2} \; pour \; \delta_{b-g}^{p} \le \delta \le \delta_{b-g}^{r} \\ \tau_{b-g}^{r} \; pour \; \delta \ge \delta_{b-g}^{r} \end{cases} \tag{2.10}$$

et

$$\tau_{b-g}^{v}\left(\Delta p_b\right) = \Delta p_b \tan\phi_{\mathrm{r}} \tag{2.11}$$

Le modèle semi-empirique du comportement axial de l'interface barre – scellement est donc complètement défini par les 5 paramètres (τ_{b-g}^{p} ;τ_{b-g}^{r} ; δ_{b-g}^{p}; δ_{b-g}^{r} et ϕ_r) moyennant la connaissance de la contrainte radiale à l'interface barre-scellement (p_b^0) et son évolution avec le déplacement. Ce dernier paramètre est évalué à partir d'un comportement élastique du scellement connaissant la pression extérieure appliquée et sa variation par un modèle de la dilatation radiale. Le Tableau 9 donne des valeurs de paramètres pour deux types de barre et différentes pressions de confinement. Le modèle de comportement axial de l'interface barre – scellement est illustré sur la Figure 43.

Tableau 9 Exemples de paramètres pour le modèle de comportement axial de l'interface barre – scellement (Blanco Martin, 2012)

(a) Barre HA pour béton armé

p_b^0 [MPa	δ_{b-g}^p [mm	τ_{b-g}^p [MP	δ_{b-g}^r [mm	τ_{b-g}^r [MP	ϕ_r [°]
11,4	0,5	15	9	7,0	12
5,8	0,1	10	18	0,1	9
2,2	0,1	10	9	1,3	4

(b) Barre FRP à filetage continu

p_b^0 [MPa	δ_{b-g}^p [mr	τ_{b-g}^p [MP	δ_{b-g}^r [m	τ_{b-g}^r [MP	ϕ_r [°]
10,7	2,0	7,3	8,0	1,0	10
6,2	3,0	18	14	6	5
5,4	2,6	9,5	9	1,5	6,5
2,1	1,5	8	9	1	2

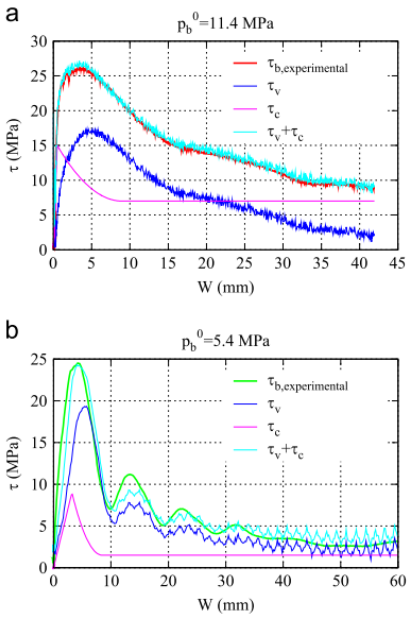


Figure 43 Résultats expérimentaux et de la modélisation du comportement axial de l'interface barre – scellement pour (a) barre HA du béton armé (b) barre avec filetage continu (Blanco Martin, 2012)($w = \delta; \tau = \tau^{b-g}$)

Le modèle pour le comportement radial a également été proposé en faisant une corrélation entre la dilatation calculée à l'interface barre – scellement avec le déplacement de la barre. Ce modèle présente donc l'ouverture radiale de l'interface barre – scellement en fonction du déplacement axial à l'interface. Il est défini par les équations (2.12) et (2.13) respectivement pour les barres HA du béton armé et les barres avec filetage continu :

$$\Delta u_{rb}(\delta, p_b^0) = b\sqrt{\frac{\delta}{c}}\exp\left(1-\frac{\delta}{c}\right) + \frac{d_f}{1+\left(\frac{a}{5\delta}\right)} \tag{2.12}$$

$$\Delta u_{rb}(\delta, p_b^0) = bexp\left(-\frac{\delta}{c}\right)\left(1-\cos\left(\frac{2\pi\delta}{a}\right)\right) + \frac{d_f}{1+\left(\frac{a}{5\delta}\right)} \tag{2.13}$$

où a est la périodicité du profil de la barre c'est-à-dire le pas moyen entre les verrous ; b est l'amplitude initiale de l'ouverture radiale ; c est une constante, qui rend adimensionnelle la variable dans l'exponentiel; d_f est la valeur résiduelle de l'ouverture radiale. Des paramètres du modèle de comportement radial sont donnés dans le Tableau 10 et ces paramètres varient

en fonction de la pression à l'interface barre - scellement. Le modèle de comportement radial est illustré sur la Figure 44.

Tableau 10 Exemples de paramètres pour le modèle du comportement radial de l'interface barre – scellement (Blanco Martin, 2012)

(a) Barre HA pour béton armé

p_b^0 $[MPa]$	b $[mm]$	c $[MPa]$	d_f $[mm$	a $[MPa]$
11,4	0,075	7,5	0,01	15,5
5,8	0,095	8	0,016	15,5
2,2	0,105	7,5	0,006	15,5

(b) Barre FRP à filetage continu

p_b^0 $[MPa]$	b $[mm]$	c $[MPa]$	d_f $[mm$	a $[MPa]$
10,7	0,084	6	0,012	9,6
6,2	0,14	4,5	0,09	9,6
5,4	0,17	8	0,025	9,6
2,1	0,19	7	0,12	9,6

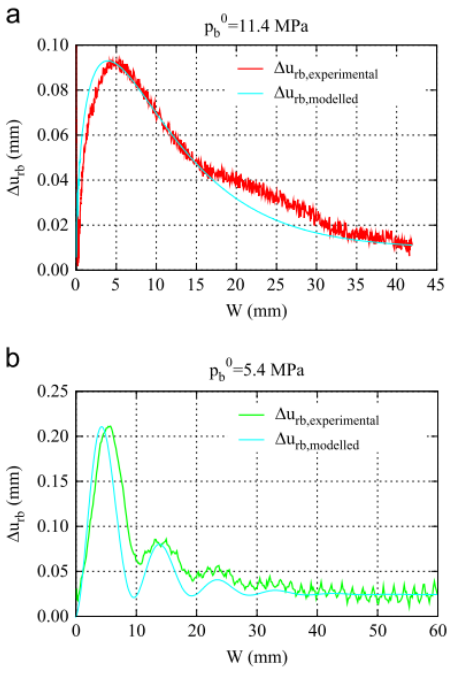


Figure 44 Comparaison des résultats expérimentaux et de la modélisation du comportement radial
de l'interface barre – scellement pour (a) une barre HA du béton armé (HA25) (b) barre avec filetage continu (FRP) (Blanco Martin 2012).

2.1.3. Comportement le long de l'ancrage à l'interface barre – scellement pour une sollicitation en traction

Dans les études présentées jusqu'ici, pour une faible longueur de scellement, le transfert de l'effort en traction en tête de la barre vers le scellement est considéré immédiat si bien que les contraintes à l'interface barre - scellement ainsi que les déplacements sont considérés identiques en tout point le long de cette interface. Pour une longueur de scellement plus importante, cette hypothèse n'est plus valable : le transfert d'effort depuis la tête de la barre

d'ancrage s'effectue progressivement si bien que les variables à l'interface varient le long de l'interface avec la profondeur.

En réalité, le déplacement mesuré en tête de la barre d'ancrage comprend le glissement relatif de l'interface barre – scellement et les déformations du scellement et de la roche, le glissement relatif entre le scellement et la roche et l'élongation de la partie libre en tête de la barre étant négligés (Figure 45). En cordonnées axisymétriques, on a donc la relation suivante en déplacement :

$$u_b = u_r + \delta_{g-r} + u_g + \delta_{b-g} \tag{2.14}$$

ou en déformation :

$$\varepsilon_b = \varepsilon_r + \varepsilon_g + \frac{d\delta_{g-r}}{dx} + \frac{d\delta_{b-g}}{dx} \tag{2.15}$$

dans lesquelles :

- u_b, u_g, u_r sont respectivement les déplacements axiaux de la barre, du scellement et de la roche ;
- $\delta_{g-r}; \delta_{b-g}$ sont respectivement les glissements relatif entre le scellement et la roche et entre la barre et le scellement ;
- $\varepsilon_b, \varepsilon_g, \varepsilon_r$ sont respectivement les déformations longitudinales de la barre, du scellement et de la roche.

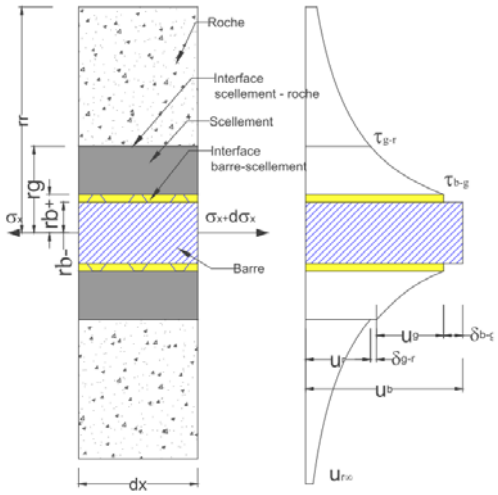


Figure 45 Déplacements dans la barre, dans le scellement et dans la roche et déplacement relatif barre-scellement.

Par ailleurs, si on restreint le comportement de la barre au domaine élastique, l'équation d'équilibre de la barre dans le scellement s'écrit :

$$\frac{d\sigma_b}{dx} - \frac{2\tau_{b-g}}{r_b} = 0 \tag{2.16}$$

dans laquelle σ_b et τ_{b-g} sont respectivement, la contrainte axiale dans la barre et la contrainte tangentielle exercée à l'interface barre-scellement (Figure 46).

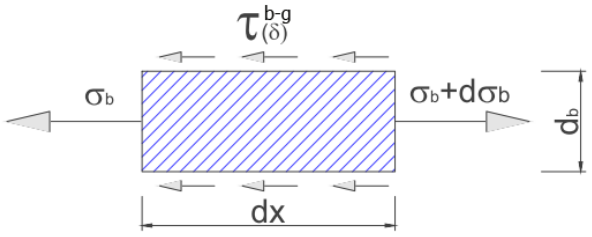


Figure 46 Contraintes appliquées sur une tranche scellée de la barre de longueur dx

La contrainte axiale dans la barre est liée à la déformation axiale par la relation :

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b = E_b \frac{du_b}{dx} \tag{2.17}$$

A partir des équations (2.16) et (2.17), l'équation d'équilibre de la barre s'écrit :

$$E_b \frac{d^2 u_b}{dx^2} - \frac{2\tau_{b-g}}{r_b} = 0 \tag{2.18}$$

Cette équation a servi de base à plusieurs auteurs, moyennant certaines simplifications, pour étudier la distribution des contraintes de cisaillement le long de l'interface barre – scellement.

Farmer (1975) a été le premier à étudier analytiquement la distribution des contraintes de cisaillement le long d'un ancrage passif scellé à la résine. La réponse de l'ancrage a été établie en prenant les hypothèses simplificatrices suivantes :

- un comportement élastique de la barre d'acier et du matériau de scellement,
- un comportement rigide (indéformable) de la roche ($u_r = 0$),
- des interfaces barre-scellement et scellement-roche collées ($\delta_{g-r} = \delta_{b-g} = 0$).

Le déplacement de la barre est donc égal au déplacement du scellement ($u_b = u_g$). De plus, une hypothèse sur la distribution radiale des déformations axiales dans l'épaisseur du scellement a été faite pour calculer la contrainte de cisaillement à l'interface barre – scellement (Figure 47).

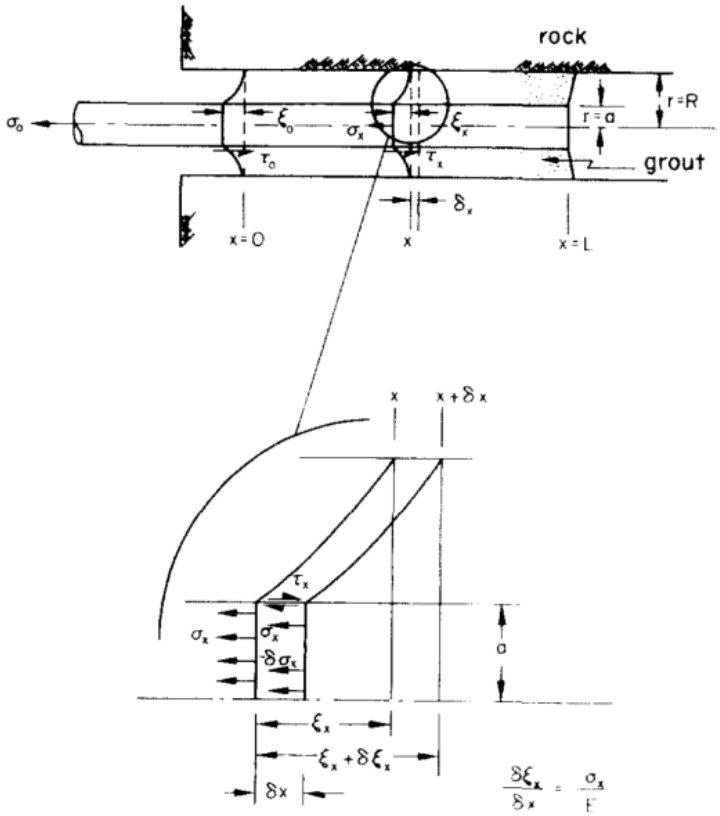


Figure 47 Etat de contraintes dans un ancrage passif scellé ($\zeta = u_x$) (Farmer, 1975)

Si l'espace annulaire est petit ($r_g < 2r_b$), les déformations axiales dans le scellement sont considérées uniformes et la contrainte de cisaillement à l'interface barre-scellement τ_b est donc déterminée par l'équation :

$$\tau_{b-g} = G_g \frac{u_g}{r_g - r_b} \tag{2.19}$$

où G_g est le module de cisaillement du scellement.

Si l'espace annulaire est suffisamment grand ($r_g > 2r_b$), les déformations axiales dans le scellement sont considérées linéaires et la contrainte de cisaillement à l'interface barre-scellement τ_{b-g}st déterminée par l'équation :

$$\tau_{b-g} = \frac{G_g u_g}{r_b \times \ln(r_g/r_b)} \tag{2.20}$$

En remplaçant l'expression de la contrainte de cisaillement dans l'équation (2.18), on obtient l'équation d'équilibre de la barre :

$$\frac{d^2 u_b}{dx^2} - \frac{\alpha^2}{r_b^2} u_b = 0 \tag{2.21}$$

dans laquelle α est défini par une des deux expressions suivantes :

$$\alpha^2 = \frac{2G_g}{E_b\left(\frac{r_g}{r_b} - 1\right)} \; si \; r_g < 2r_b \tag{2.22}$$

$$\alpha^2 = \frac{2G_g}{E_b \ln(r_g/r_b)} \; si \; r_g > 2r_b$$

En résolvant cette équation avec les conditions-limites suivantes :$\tau_{b-g} = \tau^0_{b-g}$ en $x = 0$, et $\tau_{b-g} = 0$ en $x = L$, on obtient le déplacement de la barre par la formule :

$$u_b = \frac{\tau^0_{b-g} \; r_b}{E_b \alpha} \frac{\cosh \frac{\alpha}{r_b}(L - x)}{\sinh \frac{\alpha}{r_b} L} \tag{2.23}$$

Cette équation peut être simplifiée en considérant $\frac{L}{r_b} \gg 1/\alpha$

$$u_b = \frac{\tau^0_{b-g} \, r_b}{E_b \alpha} \exp(-\frac{\alpha}{r_b} x) \tag{2.24}$$

La contrainte de cisaillement à l'interface barre – scellement est alors déterminée par l'équation :

$$\tau_{b-g} = \frac{1}{2} \alpha \, \sigma^0_{b-g} \exp\left(-\frac{\alpha}{r_b} x\right) = \tau^0_{b-g} \exp\left(-\frac{\alpha}{r_b} x\right) \tag{2.25}$$

avec σ^0_{b-g} est la contrainte axiale dans la barre d'acier en x=0

La figure ci-dessous présente la distribution des contraintes de cisaillement le long de l'ancrage à l'interface barre-scellement pour un ancrage scellé à la résine.

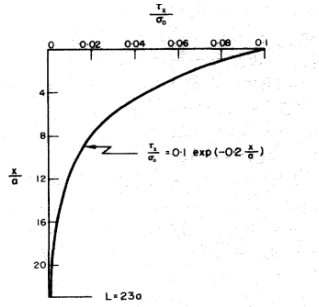


Figure 48 Distribution des contraintes de cisaillement le long de l'interface barre-scellement $r_g = 1{,}25 r_b$ et $E_g = 0{,}01 E_b$ (Farmer, 1975)

Cette distribution a été confirmée pour un scellement au coulis de ciment par l'étude expérimentale de Ballivy et Dupuis (1980). Ils ont réalisé une série d'essais en laboratoire et in situ sur des ancrages constitués d'une barre d'un diamètre d_b =9,5 mm, scellée au coulis de ciment (E/C = 0,4) avec une épaisseur de 5,25mm et sur une longueur de $10d_b$. Les roches testées sont des calcaires (f_c de 117 à 171MPa), des gneiss (f_t=103MPa) et des schistes argileux fracturés (roches tendres). Des jauges de déformation ont été placées le long de la partie scellée de la barre afin de mesurer les déformations de la barre pendant le chargement. Ballivy et Dupuis (1980) ont trouvé que dans les roches dures, la rupture intervient à l'interface barre - scellement et que la distribution des contraintes de cisaillement à l'interface barre – scellement respecte l'équation :

$$\tau_{b-g} = \tau^0_{b-g} \exp(-\frac{\alpha}{r_b} x)$$

dans laquelle :

- le paramètre α représente le type de la roche. Sa valeur a été établie expérimentalement entre 0,125 et 0,165 pour les roches dures ($f_c \geq 70MPa$) ;

- τ_0 est la résistance au cisaillement du scellement et peut être estimée à partir de la formule de Brown (1970, dans Ballivy et Dupuis, 1980) : $\tau_0 = 0{,}96\sqrt{R_c^g}$ avec R_c^g la résistance en compression simple du coulis de ciment.

Cependant, selon Farmer (1975), cette distribution n'est valable que pour de petits chargements. La Figure 49 présente la comparaison entre les résultats par calcul analytique et ceux par essais pour un ancrage passif scellé à la résine dans un bloc de béton. La confrontation entre les résultats du calcul analytique et ceux expérimentaux, montre qu'il y a une bonne concordance tant que les forces appliquées en tête de l'ancrage restent faibles. Au-delà d'une certaine valeur, les résultats obtenus sont très différents : il semble que le décollage entre la barre et le scellement intervienne et/ou que la limite d'élasticité des matériaux soit dépassée.

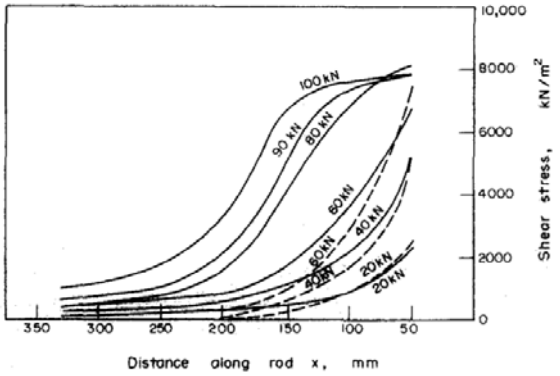


Figure 49 Comparaison de l'allure de la contrainte de cisaillement le long de l'interface barre-scellement pour différents chargements axiaux en tête d'ancrage : en trait continu, les valeurs expérimentales, en pointillés, les valeurs analytiques.
(Farmer, 1975)

Li & Stillborg (1999) sont partie de l'hypothèse que, sous une sollicitation en traction en tête, la contrainte axiale dans la barre est maximale en tête et s'atténue en profondeur le long de l'ancrage selon une distribution qui diffère selon la présence d'une décohésion entre le scellement et la barre (Figure 50). Les contraintes de cisaillement le long de l'interface barre-scellement peuvent alors être dérivées à partir des contraintes axiales dans la barre (Figure 51).

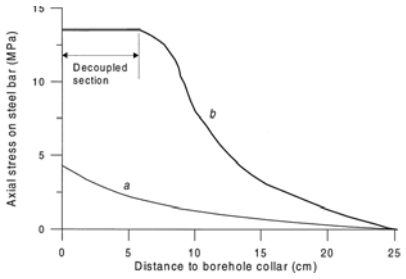


Figure 50 Distribution des contraintes axiales le long d'une barre d'ancrage à l'arrachement (Li & Stillborg, 1999)
(courbe a : sans décohésion ; courbe b : avec décohésion)

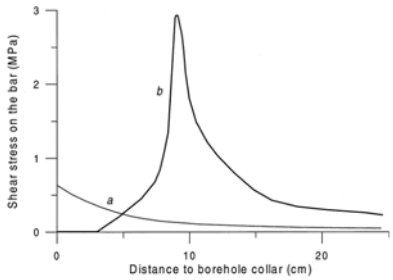


Figure 51 Distribution des contraintes de cisaillement dérivées à partir des contraintes axiales (Li & Stillborg, 1999)

Sur base de ces résultats, Li & Stillborg (1999) ont proposé de considérer la distribution des contraintes de cisaillement le long de l'interface barre-coulis répartie en quatre tronçons (Figure 52) :

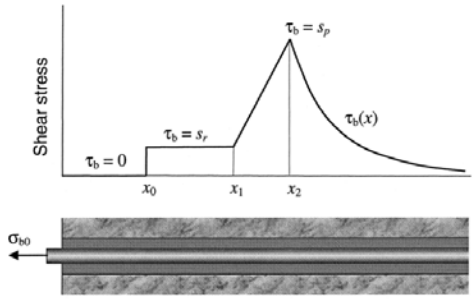


Figure 52 Modèle de distribution des contraintes de cisaillement d'un ancrage sollicité en traction (d'après Li & Stillborg, 1999)

(1) Sur le premier tronçon d'une longueur x_0, barre et scellement sont totalement décollés et l'ouverture est suffisamment importante pour que les contraintes de cisaillement à l'interface sur cette longueur soient nulles.

(2) Sur le deuxième tronçon de la profondeur x_0 à x_1, il y a un glissement relatif entre la barre et le scellement : les contraintes de cisaillement à l'interface sont dues au frottement entre la barre et le scellement et ont une valeur constante τ_r.

(3) Sur le troisième tronçon de la profondeur x_1 à x_2, l'interface barre-scellement est partiellement décollée. Les contraintes de cisaillement à l'interface suivent une distribution linéaire de la valeur τ_r à la valeur de pic τ_p sur une longueur $\Delta = x_2 - x_1$.

(4) Sur le quatrième tronçon à partir de la profondeur x_2, l'interface barre – scellement reste collée et les contraintes de cisaillement suivent une distribution exponentielle déterminée selon l'étude de Farmer (1975). Cependant Li et Stillborg (1999) n'ont pas repris l'hypothèse d'un comportement indéformable de la roche en modifiant le paramètre α pour tenir en compte de l'élasticité de la roche selon la formule suivante :

$$\alpha = \frac{2G_r G_g}{E_b \left[G_r \ln\left(\frac{d_g}{d_b}\right) + G_g \ln\left(\frac{d_r}{d_g}\right) \right]} \qquad (2\text{-}26)$$

Sachant que x_0 correspond à la position du début de la surface de contact entre le scellement et la barre, la distribution des contraintes de cisaillement le long de l'interface barre – scellement est donc complètement définie par quatre paramètres ($\tau_{b-g}^r ; \tau_{b-g}^p ; \Delta \; et \; x_1 \; (\delta)$) et peut s'exprimer par les relations suivantes :

$$\tau_{b-g}(x,\delta)=\begin{cases}0\ si\ x<x_0\\ \tau_{b-g}^{r}\ si\ x_0\le x<x_1\\ \tau_{b-g}^{r}+\dfrac{\tau_{b-g}^{p}-\tau_{b-g}^{r}}{\Delta}(x-x_1)\ si\ x_1\le x<x_2\\ \tau_{b-g}^{p}\,e^{-\frac{2\alpha(x-x_2)}{d_b}}\ si\ x\ge x_2\end{cases} \tag{2-27}$$

La force en traction appliquée en tête de l'ancrage peut être obtenue par intégration des contraintes de cisaillement sur la longueur de scellement L et liée à la position du pic x_2, et déterminée par la formule suivante:

$$\begin{aligned}T_0(x_2)&=\pi d_b\int_{x_0}^{L}\tau_{b-g}dx\\&=\pi d_b\left[\tau_{b-g}^{r}(x_2-\Delta-x_0)+\frac{1}{2}\tau_{b-g}^{p}\Delta\left(1+\frac{\tau_{b-g}^{r}}{\tau_{b-g}^{p}}\right)+\frac{d_b}{2\alpha}\tau_{b-g}^{p}(1-e^{-\frac{2\alpha}{d_b}(L-x_2)}\right]\end{aligned} \tag{2-28}$$

A partir de cette formule, la force maximale appliquée sur l'ancrage peut être déterminé par la condition :

$$\frac{\partial T_0(x_2)}{\partial x_2}=0\rightarrow \mathrm{x}_2=L-\frac{d_b}{2\alpha}\ln\left(\frac{\tau_{b-g}^{p}}{\tau_{b-g}^{r}}\right) \tag{2-29}$$

$$\begin{aligned}\rightarrow T_0=\pi \mathrm{d_b}\tau_{b-g}^{p}\Bigg[&\frac{\tau_{b-g}^{r}}{\tau_{b-g}^{p}}\left(L+\frac{d_b}{2\alpha}\ln\left(\frac{\tau_{b-g}^{r}}{\tau_{b-g}^{p}}\right)-\Delta\right)+\frac{1}{2}\Delta\left(1+\frac{\tau_{b-g}^{r}}{\tau_{b-g}^{p}}\right)\\&+\frac{d_b}{2\alpha}\tau_{b-g}^{p}\left(1-\frac{\tau_{b-g}^{r}}{\tau_{b-g}^{p}}\right)\Bigg]\end{aligned} \tag{2-30}$$

Ren et al. (2010) ont également développé un modèle analytique pour reproduire le comportement de l'interface barre-scellement sous une sollicitation en traction. Ces développements analytiques consistent à écrire l'équation d'équilibre de la barre sous des forces externes, les contraintes de cisaillement dues au déplacement relatif entre la barre et le scellement. Les déplacements du massif rocheux et du scellement en place sont négligés eu égard à la rigidité axiale de ces deux matériaux par rapport à celle de l'acier de la barre. Le déplacement de la barre est alors assimilé au seul glissement relatif entre la barre et le scellement : $u_b=\delta$. L'équation d'équilibre de la barre (2.18) s'écrit alors :

$$\frac{d^2\delta}{dx^2}-\frac{2\tau_{b-g}}{E_b r_b}=0 \tag{2-31}$$

La contrainte de cisaillement τ_{b-g} est déterminée selon le modèle tri-linéaire local du comportement d'une portion de l'interface barre – scellement de type Benmokrane et al (1995) déjà présenté au paragraphe §2.1.2. L'équation (2-31) a été résolue pour différentes phases du comportement de l'ancrage selon le déplacement en tête de l'ancrage, δ_0 et a permis d'obtenir les formes explicites de la distribution des déplacements axiaux le long de l'ancrage et donc, la résistance de l'ancrage en fonction du déplacement de l'ancrage à chaque phase. Ren et al. (2010) ont ainsi identifié les cinq phases suivantes :

(1) Phase 1 - comportement élastique : dans la gamme des petits déplacements ($\delta_0\le\delta_{b-g}^{p}$), il n'y a pas de décollage entre la barre et le scellement. La contrainte de cisaillement τ_{b-g} est donc proportionnelle à la déformation δ par la première relation (2.8)-1. La résolution de l'équation (2-31) revenant à l'approche de Farmer (1975),

donne une distribution exponentielle des contraintes de cisaillement le long de l'ancrage (Figure 53 : a et b). Si le déplacement en tête de l'ancrage est égal à δ_{b-g}^{p}, la contrainte de cisaillement en tête atteint la valeur de pic τ_{b-g}^{p} : c'est le point A sur la Figure 54.

(2) Phase 2 - comportement élastique avec adoucissement : si le déplacement en tête de l'ancrage δ_0 dépasse δ_{b-g}^{p}, le pic de contrainte de cisaillement va se propager en profondeur. L'équation (2-31) s'écrit donc en deux parties I et II et permet de déterminer la distribution de la contrainte de cisaillement à l'interface barre - scellement dans chacune des parties comme illustré sur les Figure 53 c et d. A gauche du pic, on a toujours une distribution exponentielle concave des contraintes de cisaillement à l'interface (partie I). A droite du pic, c'est une distribution convexe (partie II) qui permet de développer rapidement la résistance jusqu'au point B sur la Figure 54 sur une faible longueur a_d.

(3) Phase 3 - adoucissement avec découplage: à ce stade, les trois types de comportement de l'interface coexistent le long de la barre. L'équation (2-31) s'écrit cette fois en trois parties différentes (I, II et III) et permet d'obtenir la distribution des contraintes de cisaillement à l'interface barre – scellement comme présenté sur la Figure 53 e. Si la longueur du front de décollement est suffisamment grande, la longueur a_d ne varie plus et à l'arrière, les contraintes de cisaillement prennent une valeur constante. Le frottement résiduel ainsi développé entre la barre et le scellement permet d'augmenter linéairement la résistance de l'ancrage du point B vers le point C sur la Figure 54. Cependant cette augmentation reste peu importante car la résistance due au frottement résiduel n'est pas significative par rapport à la valeur de pic. Durant cette phase, le pic de la contrainte de cisaillement à l'interface se déplace en profondeur jusqu'à l'extrémité de l'ancrage. La longueur a_d devient a_u, qui est inférieure à la valeur a_d et la résistance à l'arrachement de l'ancrage chute légèrement du point C vers le point D (Figure 54).

(4) Phase 4 - cette phase correspond à la disparition progressive du pic de contrainte dû à l'adhérence. L'équation (2-31) ne s'écrit plus qu'en deux parties correspondant aux deux états (II et III) et correspond à la répartition des contraintes de cisaillement à l'interface barre –scellement comme présenté sur les Figure 53 f, g et h. En parallèle, la résistance à l'arrachement de l'ancrage chute du point D vers le point E.

(5) Phase 5 - décollement total : dans cette dernière phase, l'ancrage résiste à l'arrachement par le seul comportement résiduel dû au frottement sur toute la longueur. La longueur de contact entre la barre et le scellement, du fait du déplacement de la barre, diminue jusqu'à zéro. La résistance de l'ancrage tend donc vers zéro en fonction du déplacement de la barre (Figure 54 : du point E vers F).

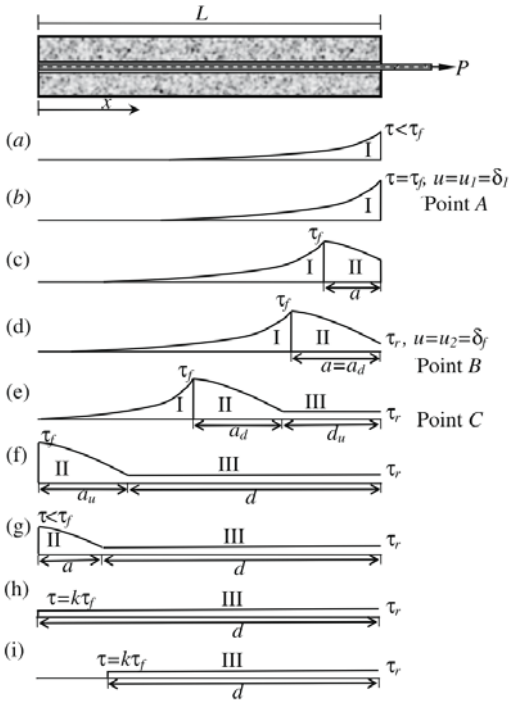


Figure 53 Les différentes phases de comportement à l'interface barre-scellement suite à une sollicitation en traction. (a,b) Phase d'élasticité ; (c,d) Phase d'élasticité avec adoucissement ; (e,f) Phase d'élasticité avec adoucissement et découplage ; (g) Adoucissement avec découplage ; (h,i) découplage (Ren et al., 2010)
$(\tau = \tau_{b-g}; \tau_f = \tau^p_{b-g}; \tau_r = \tau^r_{b-g})$

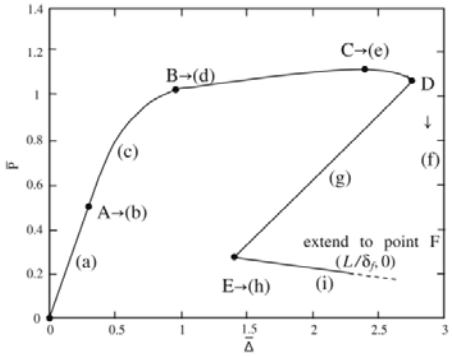


Figure 54 Diagramme de la relation entre la force adimensionnelle appliquée en tête de l'ancrage et le déplacement normalisé en tête avec indication des transitions entre les phases (Ren et al., 2010)

Le comportement de l'ancrage est donc contrôlé par les quatre paramètres du modèle d'interface barre-scellement $(\tau^p_{b-g}, \tau^r_{b-g}, \delta^p_{b-g}, \delta^r_{b-g})$. Ces quatre paramètres peuvent être calibrés à partir d'un essai à l'arrachement en repérant les trois points A, B, C sur la courbe force appliquée – déplacement (Figure 54). La Figure 55 présente la comparaison des distributions de contraintes axiales dans la barre d'acier entre le calcul analytique et l'expérimentation.

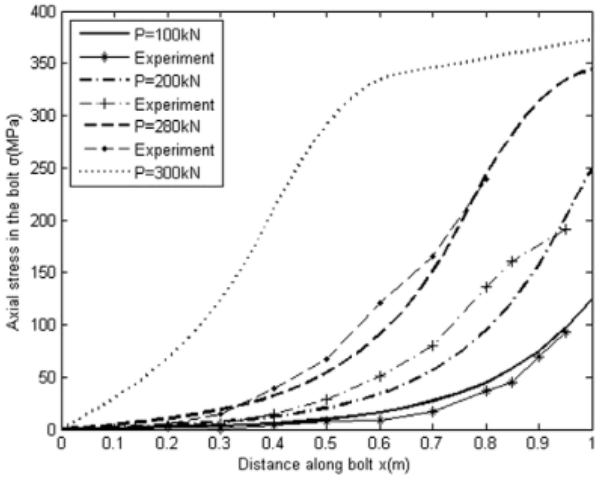


Figure 55 Comparaison des distributions de contraintes axiales dans la barre d'acier entre la solution analytique et l'expérimentation (Ren et al., 2010) (x=0 correspond à la position en fond de la barre d'acier)

Les études paramétriques de Ren et al. (2010) ont permis de tirer des conclusions sur l'influence de la longueur de scellement et l'influence du comportement résiduel de l'interface barre-scellement sur la résistance en traction de l'ancrage.

- Influence de la longueur de l'ancrage : la Figure 56 présente la force maximale qui peut être appliquée en tête en fonction de la longueur de scellement. On peut observer que la résistance de l'ancrage n'est proportionnelle à la longueur de scellement que sur une petite longueur de l'ancrage. Au-delà, il y a initialisation du découplage et l'augmentation de la résistance est beaucoup plus lente.
- Influence du comportement résiduel : la Figure 57 présente la variation de la force maximale qui peut être appliquée en tête en fonction du déplacement relatif de l'interface barre – scellement pour différents ratios entre la contrainte de pic et la contrainte résiduelle. Elle nous permet de conclure que le frottement résiduel a une grande importante sur la résistance ultime de l'ancrage et sa ductilité.

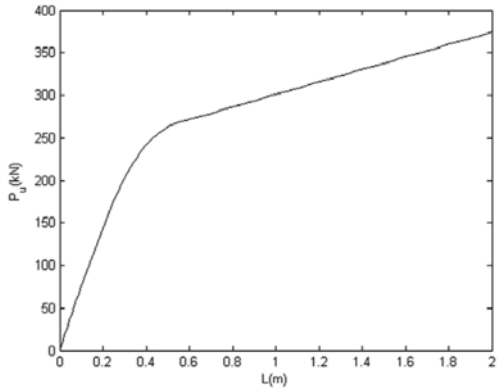


Figure 56 Influence de la longueur de scellement sur la résistance en traction de l'ancrage (Ren et al., 2010)

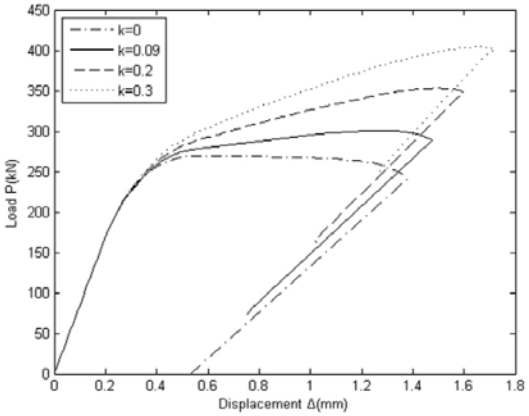


Figure 57 Influence de la contrainte résiduelle sur la résistance en traction de l'ancrage (Ren et al., 2010)

2.2. Comportement local et rupture à l'interface scellement – roche

Dans un ancrage sollicité en traction, le transfert de l'effort en traction du scellement vers le massif rocheux nécessite le développement de contraintes de cisaillement le long de l'interface scellement – roche. Si la valeur de cette contrainte est supérieure à la résistance de l'interface scellement – roche, la rupture de l'interface scellement – roche intervient. La rupture de l'interface scellement – roche est peu constatée in situ et n'intervient que dans le cas des roches tendres (Ballivy & Dupuis, 1980), généralement par cisaillement du matériau le plus faible (scellement ou roche).

Selon Bensted & Barnes (2001), dans un béton, à l'interface ciment – agrégat, la résistance est développée par des processus physico-chimiques lors de la cimentation et dépend de la surface de la roche, ainsi que de sa composition chimique et minérale. Une augmentation de la surface spécifique du ciment conduit à une augmentation de l'adhésion chimique. De la même manière, une augmentation de la porosité conduit à une augmentation de l'imbrication car les liants hydrauliques pénètrent dans les pores avant que la matrice cimentaire se soit rigidifiée. Les résultats de Bazantova et Modry (1998) ci-dessous présentent la résistance entre différents types de roche et différents types de ciment.

Tableau 11 Adhésion chimique entre ciment et roche

TABLE 5.3 Bond strength at the age of 28 days. Quarts-Svedlar; Slovenia, Granite; Hudcice, Limestone; Vraca; Bulgaria, Marble; Silvenec (Bazantova and Modry 1998)

Cements	*Specific surface area (m^2/kg)*	*Bond strength (MPa)*			
		Quarts	*Granite*	*Limestone*	*Marble*
OPC, PC400	365.4	3.46	3.01	4.63	3.70
Sul. Res. PZ 2/30	371.3	3.32	3.13	3.42	3.30
Gypsfree ASTM type 0	309.0	5.49	4.83	8.85	4.26
Gypsfree ASTM type III	708.6	7.82	6.21	10.05	5.94
OPC PC400 + Plasticizer		3.69	3.86	4.12	3.70
PZ 2/30 + Plasticizer		3.43	4.11	3.28	4.04

Ballivy et Dupuis (1980) ont réalisé des essais à l'arrachement d'ancrages au laboratoire et in situ sur des roches de différente rigidité et ont trouvé que la rupture à l'interface barre – scellement n'intervient que dans le cas d'une roche tendre et que dans ce cas, la distribution des contraintes de cisaillement le long de cette interface est uniforme. Ils ont établi que la résistance au cisaillement τ_{g-r} à l'interface scellement-roche peut être approchée par les formules suivantes :

$$\tau_{g-r,min} = 0{,}17\sqrt{f_c'} \; et \; \tau_{g-r,moyen} = 0{,}5\sqrt{f_c'}$$

dans laquelle :

- $\tau_{g-r,min}$ $\tau_{g-r,moyen}$ sont les résistances au cisaillement respectivement, minimale et moyenne de l'interface scellement – roche.

$-$ f_c' est la résistance en compression simple du matériau le plus faible (coulis de ciment ou roche)

La norme britannique BS 8081 :1989 relative aux ancrages indique quelques valeurs de résistance de l'interface scellement – roche pour différents types de roches (Tableau 12). Ces valeurs de la résistance de l'interface scellement – roche sont issues d'essais expérimentaux. La résistance de l'interface scellement – roche est considérée distribuée uniformément le long de cette interface dans cette norme.

Tableau 12 Résistance au cisaillement à l'interface scellement – roche pour différentes types de roche (BS 8081 :1989)

Type de roche		Résistance ultime (MPa)	Résistance recommandé en service (MPa)
Roche igné	Basalte	3,86	1,21 à 1,39
	Granite	4,83	1,38 à 1,55
	Granite alterée	1,5 à 2,5	
	Serpentine	1,55	0,45 à 0,69
Roche métamorphique	Schiste de Manhattan	2,8	0,70
	Schiste argileux	0,83 à 1,38	
Roche sédimentaire	Roche calcaire	2,83	1,00
	Roche calcaire tendre	1,03 à 1,52	
	Grès	4,28	2,45
	Grès altéré	0,69 à 0,85	
	Pélite	2,24	0,69 à 0,83
	Schiste tendre	0,35	

Selon Haberfield & Baycan (1997), la résistance de l'interface scellement-roche dépend non seulement des propriétés mécaniques du scellement, de la roche, mais également de la rugosité des parois, du diamètre du forage et de la contrainte de confinement initialement appliquée à l'interface scellement-roche. Dans le but d'étudier l'influence du diamètre et de la rugosité du forage ainsi que du dosage d'un agent expansif dans le coulis de ciment, Haberfield et Baycan (1997) ont réalisé des essais à l'arrachement in-situ d'ancrages dans une

pélite moyennement altérée dont la résistance en compression simple est de 5 MPa. Les ancrages consistaient en une barre d'un diamètre de 40mm, scellée sur une longueur de 250 mm dans des forages de 98 mm et 300 mm de diamètre, par un coulis de ciment avec une possibilité d'ajout de ciment expansif. Les forages ont été réalisés par des marteaux afin d'obtenir différentes rugosités. La rupture pour ces essais a effectivement été observée à l'interface scellement – roche. La Figure 58 présente la contrainte de cisaillement développée à l'interface scellement-roche en fonction du déplacement en tête de l'ancrage, pour les deux forages différents (98mm et 300mm) avec différents dosages en ciment expansif (0 ; 100 ; 200 ; 300 kg/m^3).

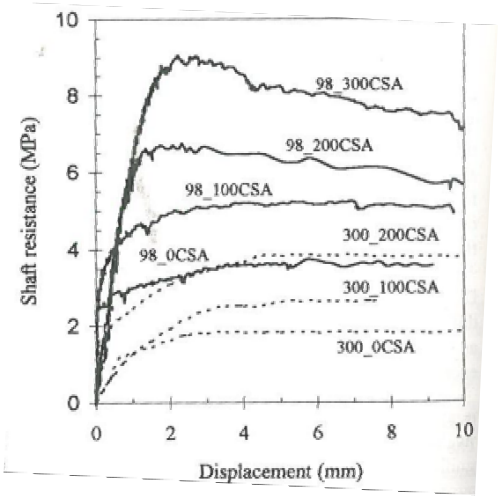


Figure 58 Contrainte de cisaillement développé à l'interface scellement – roche en fonction du diamètre de forage et du dosage en ciment expansif (Haberfield et Baycan, 1997)

Les résultats de ces essais ont mis en évidence l'influence des différents paramètres, le dosage en ciment expansif, le diamètre et la rugosité du forage :

- Influence du dosage en ciment expansif : ce dernier permet de développer une résistance plus élevée à l'interface scellement – roche et cela, d'autant plus que le diamètre du forage est petit. La résistance au cisaillement à l'interface scellement - roche de l'ancrage, quel que soit le forage, a été multiplié par 2 avec l'ajout de 200 kg/m^3 de ciment expansif.
- Influence du diamètre du forage : plus le diamètre du forage est petit, plus la résistance au cisaillement à l'interface scellement-roche est grande. Selon Harberfield & Baycan (1997), la rigidité du forage dans le cas d'un petit diamètre (calculé par la formule $k_r = \frac{E_r}{1+\nu_r}\frac{1}{r_g}$) est plus importante et peut générer les contraintes de confinement plus importantes pour une même dilatation de l'interface scellement –roche.
- Influence de la rugosité : aucune tendance particulière n'a été observée pour différentes valeurs de rugosité pour les essais réalisés. La rugosité du forage ne semble pas avoir d'influence sur la résistance au cisaillement à l'interface scellement-roche.

3. Conclusions & méthodologie retenue

La rupture d'un ancrage sous sollicitation axiale peut être de différentes natures : rupture de la barre, rupture à l'interface scellement-barre, rupture du matériau de scellement, rupture à l'interface scellement-roche, rupture de la roche. Dans la plupart des roches, la rupture interviendrait généralement à l'interface barre-matériau de scellement (Hyett, Bawden et al. 1992; Benmokrane et al. 1995; Moosavi et al. 2005; Trinh 2012; Blanco Martín 2012). C'est plutôt dans le cas d'une roche tendre vis-à-vis du scellement ($\frac{E_g}{E_r} \geq 10$ $avec$ $10GPa < E_g < 15GPa$) que la rupture interviendrait à l'interface matériau de scellement-roche (Ballivy & Dupuis 1980). Par ailleurs le long de l'ancrage, ces modes de rupture ne sont pas exclusifs. Pour étudier le comportement d'un ancrage sous une sollicitation axiale, les matériaux acier, scellement et roche étant connus par ailleurs, il s'agit de connaitre le comportement à l'interface scellement-barre et à l'interface scellement –roche. Ainsi la transmission de la sollicitation axiale depuis de la tête jusqu'au massif rocheux pourra être reproduite ainsi que les éventuelles ruptures.

Le comportement et la rupture de l'interface barre – scellement ont été étudiés localement sur des portions de barres scellées. Des essais à l'arrachement sur des ancrages d'une courte longueur ont ainsi été réalisés permettant d'obtenir la relation contrainte – déplacement à l'interface, sans réfléchir au préalable au comportement physique à l'interface. Ces essais ont été réalisés dans des configurations très différentes, et pas toujours réalistes par rapport à la pratique des ancrages passifs : barre de petit diamètre (Benmokrane, 1995 ; Kilic, 2002) ou faible épaisseur de scellement (Benmokrane, 1995 ; Kilic , 2002; Moosavi, 2003 ; Blanco, 2013). Néanmoins, l'observation de l'endommagement généré a permis d'identifier les efforts mobilisés et les mécanismes de rupture. L'influence de certains paramètres sur le comportement à l'interface a également été étudiée. Un profil de la barre marqué tend à augmenter la résistance à l'interface. La rigidité de la roche et l'épaisseur de scellement interviennent dans les conditions de confinement. Différentes résistances du scellement sont mobilisées selon le confinement : en confinement faible, la rupture du scellement par traction sera favorisée tandis qu'en confinement plus important, la rupture du scellement interviendra plutôt par cisaillement. Les facteurs d'influence ne sont donc pas indépendants dans le contrôle des mécanismes de rupture. Ces études expérimentales soulignent également le fait que le comportement à l'interface barre-scellement doit être appréhendé non seulement tangentiellement mais également radialement.

A l'issue de ces essais expérimentaux, des modèles de comportement pour une portion de l'interface barre – scellement ont été proposés : le modèle d'Eligehausen et al. (1983) dans le domaine du béton armé, le modèle tri-linéaire de Benmokrane (1995) et le modèle de Blanco Martin (2012) dans le domaine des ancrages au rocher. En béton armé, le modèle d'Eligehausen et al. (1983) est un modèle qui tient compte de l'influence de différents paramètres sur le comportement de l'interface barre – scellement : profil de la barre, propriétés mécaniques du béton, conditions de confinement induites par l'enrobage. Il a été paramétré sur la base du retour d'expérience sur de nombreux essais. Dans le domaine des

ancrages, les modèles proposés sont des modèles empiriques ou semi-empiriques qui nécessitent de réaliser des essais à l'arrachement pour déterminer les paramètres du modèle. Tous abordent le comportement tangentiel. Seul le modèle de Blanco Martin (2012) tente de décrire le comportement radial.

Différentes approches ont par ailleurs été proposées pour déterminer la distribution des contraintes le long de l'interface barre-scellement. Les solutions analytiques qui ont été développées, se sont dans un premier temps basées sur des hypothèses simplificatrices : comportement élastique des composants de l'ancrage (acier, scellement, roche) et collage parfait des interfaces entre ces différents matériaux. Farmer (1975) a étudié la distribution de la contrainte de cisaillement le long de l'interface barre-coulis en faisant une hypothèse sur la distribution dans la direction radiale des déformations axiales dans le scellement autour de la barre (barre d'acier élastique, scellement élastique et roche rigide). Plus tard, Li & Stillborg (1999) et Cai et al. (2004) ont amélioré cette solution analytique en tenant compte des propriétés mécaniques de la roche.

En réalité, la possibilité d'une rupture locale de l'interface entre la barre et le scellement, ou entre le scellement et la roche, devrait être considérée dans le modèle. Des modèles semi-analytiques ont alors été développés pour décrire l'évolution du comportement de l'interface barre-scellement au cours de la sollicitation axiale sur la base d'une représentation du comportement–type le long de l'interface barre d'acier – scellement ajustée sur des observations expérimentales en laboratoire. Li & Stillborg (1999) ont ainsi proposé un modèle, complété ensuite par Ren et al. (2010), qui fait apparaître cinq phases dans le comportement d'une barre d'acier scellée sur toute la longueur sollicitée en traction, depuis la mobilisation élastique en chaque point de l'interface barre d'acier – scellement jusqu'à la rupture totale le long de l'interface. Selon cette étude de Li & Stillborg (1999) et Ren et al. (2010), au-delà d'une certaine valeur de sa longueur, la résistance de l'interface barre-scellement évolue peu. Sur cette base, il est d'ores et déjà possible d'envisager d'optimiser le dimensionnement d'un ancrage sous une sollicitation en traction en se limitant à une longueur de scellement utile. Cependant cette étude se limite à l'étude de la rupture au niveau de l'interface barre-scellement et ne définit pas le comportement radial à cette interface, donnée nécessaire pour intégrer ce modèle dans un modèle complet de l'ancrage qui considèrerait les différents modes de rupture.

Peu d'études se sont attachées à étudier le comportement et la rupture à l'interface scellement – roche. De la même manière qu'à l'interface barre – scellement, la résistance de l'interface scellement – roche s'appuierait sur trois efforts résistants : l'adhésion chimique entre le scellement et la roche, l'imbrication mécanique et le frottement entre le scellement et la roche dans le cas où il y a un glissement relatif entre les deux matériaux. La rugosité du forage étant faible, la contribution de l'imbrication mécanique serait limitée. La cohésion développée lors de la cimentation entre la roche et le ciment serait assez élevée pour que la rupture à cette interface se développe par cisaillement au voisinage de l'interface scellement-roche dans le matériau ayant la résistance au cisaillement la plus faible.

Théoriquement la distribution des contraintes de cisaillement le long de l'interface scellement-roche et son évolution au cours de la sollicitation axiale d'un ancrage peut être

étudiée de la même manière qu'à l'interface barre-scellement. Cependant, du fait que le comportement de l'interface scellement-roche présente une phase d'adoucissement réduite, les auteurs (BSI, 1989; Ballivy & Dupuis, 1980) admettent une distribution uniforme des contraintes de cisaillement le long de cette interface. Cette hypothèse a été confirmée par l'étude expérimentale de Haberfield et Baycan (1997).

Selon l'étude de ces derniers auteurs, l'épaisseur du scellement (ou le diamètre de forage) influence la résistance de l'interface roche – scellement : une diminution du diamètre de forage a pour effet d'augmenter la résistance de l'interface scellement – roche. Cependant cette influence n'a pas été quantifiée. On peut cependant conclure que la résistance à l'interface scellement-roche semble également sensible aux conditions de confinement.

Les modes de rupture d'un ancrage scellé au rocher sur toute sa longueur ont donc été étudiés séparément. Or dans la réalité, les modes de rupture peuvent se produire simultanément. De plus, les paramètres influençant ces différents modes de rupture ne sont pas indépendants et évoluent au cours de la sollicitation axiale. Les différents résultats indiquent en particulier le rôle des conditions de confinement. Il s'avère donc nécessaire, dans un premier temps, dans le cadre de cette étude, pour pouvoir établir la résistance d'un ancrage scellé au rocher mais également améliorer son dimensionnement (longueur de scellement utile, épaisseur de scellement…), d'établir un modèle de l'ancrage qui tient compte du comportement des trois matériaux, acier, scellement, roche et des deux interfaces barre-scellement et scellement-roche. Ce modèle ne devra pas oublier de traiter du comportement radial afin de pouvoir tenir compte des conditions de confinement et de leurs évolutions.

Il est proposé dans la suite du travail, numériquement, d'ajuster un modèle de comportement tangentiel et radial à l'interface barre-scellement sur une portion d'ancrage sur la base des travaux de Moosavi et al. (2005), puis d'utiliser ce modèle d'interface pour modéliser numériquement un ancrage réel sollicité en traction.

Chapitre 3. Etude numérique du comportement de l'interface barre-scellement

Chapitre 3. Etude numérique du comportement de l'interface barre-scellement69

1. Introduction ... 71
2. Choix du modèle de comportement du matériau de scellement ... 74
2.1. Modèle élastoplastique : généralités et choix pour le matériau de scellement ... 75
2.1.1. Formulation d'une loi élastoplastique ... 75
2.1.2. Choix d'un modèle de comportement élastoplastique & détermination des paramètres du modèle ... 77
2.2. Fonctions d'écrouissage ... 86
2.2.1. Couplage du modèle élastoplastique avec l'endommagement ... 86
2.2.2. Rupture en traction du matériau de scellement ... 88
2.2.3. Rupture en compression du matériau de scellement ... 100
2.3. Résumé du modèle CDP : paramètres du modèle ... 105
3. Modèle numérique avec des verrous de l'interface barre-scellement ... 106
3.1. Modélisation d'essais d'arrachement sous contraintes de confinement constantes ... 106
3.1.1. Description des essais de Moosavi (2005) ... 106
3.1.2. Géométrie, conditions aux limites et maillage ... 106
3.1.3. Paramètres des modèles de comportement des matériaux et du contact ... 108
3.1.4. Chargement ... 110
3.1.5. Résultats de la modélisation numérique et analyses ... 110
3.2. Modélisation d'essais d'arrachement sous rigidités de confinement constantes ... 117
3.2.1. Description des essais de Benmokrane et al. (1995) ... 117
3.2.2. Géométrie, conditions aux limites et maillage ... 117
3.2.3. Chargement ... 118
3.2.4. Paramètres des modèles de comportement des matériaux et de contact ... 118
3.2.5. Résultats de la modélisation numérique et analyses ... 120
3.3. Conclusion ... 130
4. Développement d'un modèle de comportement équivalent de l'interface barre-scellement ... 131
4.1. Principe et description du modèle de comportement équivalent de l'interface développé ... 132
4.2. Application de la théorie élastoplastique pour la modélisation du comportement de l'interface barre-scellement ... 136
4.3. Implantation numérique du modèle de comportement dans le logiciel ABAQUS ... 140
4.4. Méthode de détermination des paramètres du modèle d'interface ... 141
4.4.1. Allure des profils radial et axial de contraintes dans le coulis de ciment ... 141
4.4.2. Détermination de l'état de contraintes et de déplacements à l'interface barre-scellement pour les essais de Moosavi et al (2005) ... 144
4.4.3. Calibration des paramètres du modèle d'interface pour les essais de Moosavi et al. (2005) ... 152
4.4.4. Modélisation des essais de Moosavi et al. (2005) avec modèle d'interface équivalent ... 156
4.5. Validation du modèle sur les essais d'arrachement de Benmokrane et al. (1995) ... 164
4.5.1. Calibration du modèle de comportement de l'interface barre-scellement par des essais type « Moosavi » ... 164
4.5.2. Validation du modèle de comportement équivalent de l'interface ... 167
5. Conclusions ... 170

1. Introduction

Pour étudier numériquement les ancrages passifs scellés au rocher, les modèles d'interface barre-scellement existants (chapitre 2 - §2.1.3) sont des modèles empiriques ou semi-empiriques qui nécessitent de réaliser des essais à l'arrachement pour paramétrer le modèle. De plus, à l'exception du modèle de Blanco Martin (2012), tous abordent le comportement tangentiel en omettant le comportement radial. Le modèle de Blanco Martin (2012) tente de définir la résistance de l'interface barre-scellement par la somme de deux composantes, la cohésion et le frottement, et de décrire le comportement radial par une dilatance. Mais certains paramètres dépendent de la contrainte de confinement. L'objectif du présent chapitre est de proposer un modèle de comportement de l'interface barre-scellement, à la fois tangentiel et radial. Ce modèle qui tiendra compte de la géométrie de la barre haute adhérence avec des verrous et du comportement dilatant du coulis de scellement, pourra être utilisé dans différentes conditions de confinement.

La Figure 59 présente le schéma d'un essai d'arrachement usuellement utilisé pour étudier le comportement de l'interface barre-scellement. L'échantillon de l'essai est constitué d'une barre scellée sur une faible longueur afin d'obtenir une distribution uniforme des contraintes le long de l'interface étudiée. Le principe de l'essai consiste à appliquer un effort ou un déplacement en tête de la barre sous une condition de confinement constante à l'extérieur de l'échantillon (pression ou rigidité). L'échantillon a généralement une forme cylindrique. Pour étudier numériquement le comportement à l'interface barre-scellement, il est proposé de reproduire numériquement cet essai.

La géométrie de la barre n'est pas axisymétrique à l'échelle des verrous du fait de la présence de deux méplats le long de la barre et de la forme hélicoïdale des verrous. Cependant, pour cette modélisation, nous avons négligé ces écarts afin de considérer un problème axisymétrique. Puis, dans la suite, pour tenir compte de l'approximation géométrique, la résistance de l'ancrage étant proportionnelle à la surface relative des verrous (chapitre 2 - §2.1.1 : Rehm 1961), elle a été corrigée en appliquant un coefficient de réduction qui est le rapport entre la valeur réelle de la surface projetée des verrous et la valeur de la surface projetée des verrous modélisés (Figure 60).

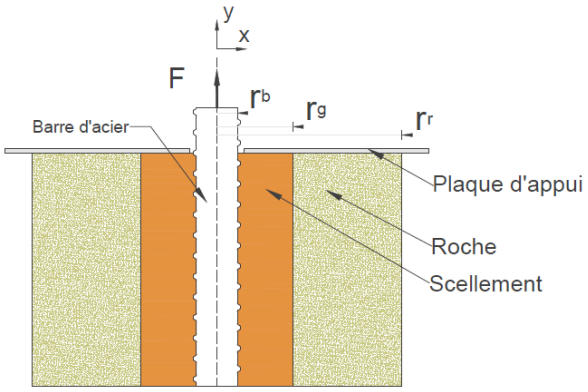
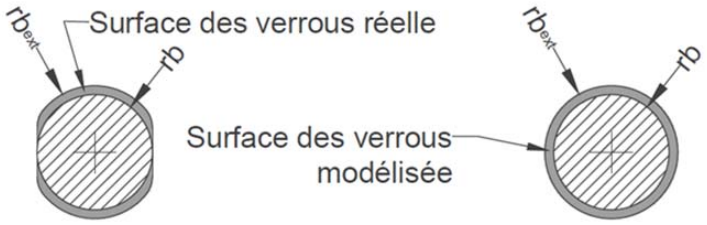


Figure 59 Principe d'un essai d'arrachement
(x et y sont les coordonnées axisymétriques du problème ;
r_b, r_g, r_r sont le rayon minimal de la barre, les rayons extérieurs du scellement et de la roche ;
F est la force appliquée en tête du scellement ; u est le déplacement en tête du scellement ;
L_v est la distance entre deux verrous ; h_v est la hauteur de verrous)



dnom	B16	B20	B25	B28	B32
dmin	15,8	20	24,2	27	30,8
hv	1,1	1,5	1,8	2	2,5
fs	1,28	1,294	1,292	1,292	1,31

Figure 60 Section réelle de la barre et celle modélisée
(d_{nom} : diamètre nominal de la barre ; d_{min} : diamètre minimal de la barre ;
h_v est la hauteur des verrous ; f_s=rapport entre surface modélisée des verrous et celle réelle)

Par ailleurs la modélisation numérique peut être effectuée de deux manières différentes :

- soit par un modèle avec la géométrie réelle de la barre d'acier. Dans ce cas, les modèles de comportement des matériaux (acier, matériau de scellement, roche ou autre matériau confinant) et des contacts (acier/scellement, scellement/roche) doivent être connus. L'inconvénient est que le modèle devient lourd en raison de la taille des éléments qui doit être suffisamment petite en comparaison avec la taille des verrous et qu'il ne peut donc être utilisé pour modéliser des ancrages passifs scellés au rocher en vraie grandeur. De plus quelques rares auteurs, comme Trinh (2012) ou Pavlović et al. (2013), se sont essayés à modéliser la barre avec les verrous. Ces modélisations se sont limitées à de petits déplacements en considérant que la barre n'a pas été arrachée. La modélisation numérique avec verrous a été peu développée jusqu'ici car du fait de la complexité de la géométrie au contact barre – scellement, de la plasticité des matériaux et des grandes

déformations, il est difficile d'assurer la convergence numérique dans un calcul implicite. Il est alors nécessaire d'utiliser un schéma d'intégration explicite dans le temps (Abaqus/Explicit). Ce schéma d'intégration consiste à choisir des incréments de temps suffisamment petit pour assurer la condition de stabilité de Courant-Friedrichs – Lewy (Abaqus, 2012). Cependant, avec la vitesse de chargement recommandée par les normes d'essais d'arrachement (NF P 94-444), le temps de simulation reste long. Dans notre étude, nous avons donc opté pour un calcul explicite avec une vitesse de chargement numérique plus élevée, tout en assurant une simulation quasi-statique : l'énergie cinématique doit être très inférieure à l'énergie de déformation.

- soit par un modèle avec des éléments d'interface équivalents. Dans ce cas, la zone d'interface barre-scellement est remplacée par ces éléments d'interface. La modélisation devient ainsi plus aisée. Mais la difficulté réside dans la définition du modèle de comportement de l'élément d'interface barre-scellement qui doit être capable de prendre en considération tous les mécanismes de rupture locaux. Or expérimentalement il est difficile d'appréhender ces mécanismes localement.

Par conséquent, afin de pouvoir modéliser des ancrages passifs scellés au rocher en grandeur réelle, nous avons choisi de développer un modèle d'interface équivalent à partir d'un modèle d'interface avec verrous. Pour cela, nous avons procédé en deux temps :

- 1/ modélisation numérique des essais d'arrachement avec la géométrie réelle des verrous de la barre d'acier (« modèle avec verrous »). Cette modélisation a permis de déterminer les états de contraintes et de déplacements à l'interface barre-scellement ;
- Puis, 2/ établissement d'un modèle d'élément d'interface barre-scellement équivalent (« modèle d'interface ») à partir des informations sur les états de contraintes et de déplacements données par le modèle avec verrous. Ce modèle établi selon la théorie élastoplastique, permet de remplacer la géométrie réelle de l'interface barre-scellement par des éléments d'interface sans épaisseur et a été validé par des essais d'arrachement sous contraintes de confinement ou sous rigidités de confinement constantes.

Par ailleurs, la bibliographie au paragraphe 2.1 du chapitre 2 a mis en évidence que le matériau de scellement à l'avant des verrous de la barre est soumis à différents états de contrainte (en traction, en compression et en cisaillement) et présente donc une rupture par fissuration radiale, longitudinale ou écrasement. Un modèle de comportement du matériau de scellement avancé a dû être établi pour décrire ces phénomènes. Ainsi, bien que le modèle de comportement du matériau de scellement ne soit pas l'objet de ce travail, étant crucial à la modélisation numérique, il a nécessité une étude approfondie. Dans la suite, nous présenterons le choix de ce modèle de comportement.

En complément de cette introduction, le présent chapitre est ainsi composé des paragraphes suivants :

Le deuxième paragraphe présente le choix du modèle de comportement du matériau de scellement. Après une description générale de la théorie élastoplastique pour décrire le

comportement des matériaux et une analyse des différents modèles successibles d'être utilisés, le modèle de comportement choisi et qui est capable de modéliser différents états de contraintes (traction, cisaillement, compression), ainsi que des mécanismes de rupture du scellement (fissuration, écrasement) est présenté.

Le troisième paragraphe décrit les deux modèles numériques avec verrous d'essais d'arrachement sous contrainte de confinement constante (essais de Moosavi et al., 2005) ou sous rigidité de confinement (essais Benmokrane et al., 1995) réalisés. La confrontation des résultats de la modélisation avec les résultats expérimentaux a permis de valider l'approche proposée.

Le quatrième paragraphe est consacré au développement du « modèle d'interface » barre-scellement équivalent sans épaisseur. Il s'agit d'un modèle d'interface élastoplastique cohésif endommageable avec dilatance. Après une description de la théorie élastoplastique pour décrire le comportement de l'interface barre-scellement, une procédure de détermination des paramètres du modèle d'interface équivalent est présentée. Le modèle d'interface proposé a enfin été utilisé pour modéliser les essais sous différentes conditions de confinement. Les résultats de ces modélisations ont été comparés à ceux du modèle avec verrous et ceux de l'expérimentation.

2. Choix du modèle de comportement du matériau de scellement

Le matériau de scellement étudié ici est le coulis de ciment. A l'échelle microscopique, la résistance d'un matériau cimentaire se développe initialement par une cohésion entre ses grains permettant de les maintenir ensemble. Le mouvement entre les grains mobilise le frottement entre eux et, en même temps, endommage progressivement cette cohésion jusqu'à la disparition de celle-ci. Le matériau continue à résister grâce à la résistance au frottement. Ce phénomène est appelé « écrouissage ». Par ailleurs, le mouvement des grains implique un changement de volume, la dilatance et crée éventuellement des fissures dans le matériau (Charlier, 2000). Un tel comportement peut être approché en milieu continu par un modèle élastoplastique couplé avec des lois de l'endommagement.

Il existe de nombreux modèles de comportement élastoplastique pour les matériaux fragiles tels que Mohr-Coulomb (Coulomb, 1776; Mohr, 1900), Drucker & Prager (1952), Griffith (1963), Hoek & Brown (1980), Willam & Warnke (1975), Lubliner & al. (1989)…. Ils peuvent être couplés éventuellement avec des lois d'endommagement de Mazars & Pijaudier-Cabot (1989), Lubliner et al. (1989), Lee & Fenves (1998), Krätzig & Pölling (2004), Grassl (2009).

Le choix du modèle de comportement du matériau de scellement doit tenir compte du fait qu'à l'interface barre-scellement, le coulis est sollicité à la fois en traction, en cisaillement et en compression.

Ce paragraphe consiste dans un premier temps à présenter le modèle élastoplastique et à définir ses éléments constitutifs : surface de plasticité, potentiel plastique. Les modèles qui peuvent être susceptibles d'être utilisés y sont également présentés ainsi que l'identification des paramètres associés. Sur cette base, le modèle de Lubliner et al. (1989) appelé par la suite modèle CDP (Concrete Damage Plasticity) a été choisi. Dans un deuxième temps, le couplage du modèle élastoplastique avec l'endommagement est présenté. Il distingue le comportement en traction du comportement en compression.

2.1. Modèle élastoplastique : généralités et choix pour le matériau de scellement

2.1.1. Formulation d'une loi élastoplastique

D'une manière générale, la loi constitutive d'un matériau relie sa contrainte à sa déformation en un point du matériau. Cette relation peut être exprimée sous la forme générale suivante :

$$\dot{\underline{\sigma}} = F(\dot{\underline{\varepsilon}}, \underline{\sigma}, k_1, k_2, \dots) \tag{3.1}$$

Il s'agit d'une relation incrémentale. L'incrément de la contrainte ($\dot{\underline{\sigma}}$) dépend de l'incrément de la déformation ($\dot{\underline{\varepsilon}}$) et d'autres **variables d'état** ($k_1, k_2, \dots$). Ces variables d'état, si elles existent, comprennent également le tenseur de la contrainte.

La construction d'une loi élastoplastique consiste à décomposer l'incrément de déformation totale $\dot{\underline{\varepsilon}}$ en la somme d'un incrément de déformation élastique réversible $\dot{\underline{\varepsilon}}^e$ et un incrément de déformation plastique irréversible $\dot{\underline{\varepsilon}}^p$ (ULg, 2009) :

$$\dot{\underline{\varepsilon}} = \dot{\underline{\varepsilon}}^e + \dot{\underline{\varepsilon}}^p \tag{3.2}$$

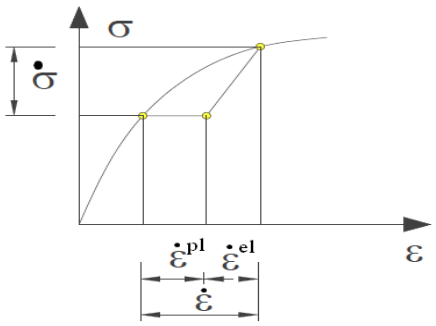


Figure 61 Décomposition de la déformation totale (ULg, 2009)

Surface de plasticité

L'entrée en plasticité en un point du matériau est conditionnée par une fonction scalaire f dite « surface de plasticité ». Cette surface de plasticité dépend de l'état de contrainte $\underline{\sigma}$ et du paramètre d'écrouissage k comme illustré sur la Figure 62 pour un état plan de contrainte :

- Si $f(\underline{\sigma}, k) < 0$, l'état de contrainte se situe à l'intérieur du volume limité par f. On reste dans le comportement élastique du matériau.
- Si $f(\underline{\sigma}, k) = 0$, l'état de contrainte se situe à la frontière du volume où le comportement du matériau passe en plasticité.

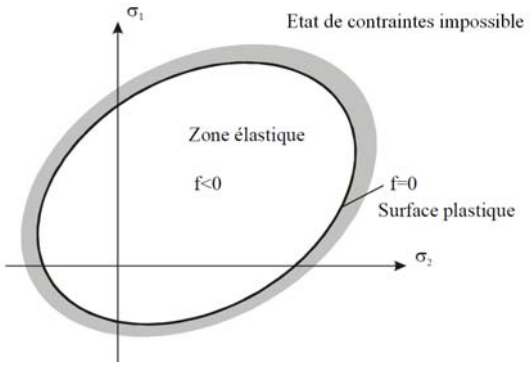


Figure 62 Exemple de surface de plasticité (Ulg, 2009)

L'écrouissage positif (ou durcissement) correspond à une augmentation de la limite d'élasticité alors que l'écrouissage négatif (ou radoucissement) est le phénomène inverse. L'écrouissage peut être décrit selon deux critères distinctifs :

- du point de vue de la surface de plasticité : l'écrouissage correspond à l'actualisation de la forme et de la position de cette surface. On parle alors d'écrouissages isotrope, cinématique ou mixte. L'écrouissage isotrope consiste à faire gonfler la surface de plasticité sans en modifier la position dans l'espace des trois contraintes principales ou des invariants. L'écrouissage cinématique consiste à modifier la position de la surface de plasticité dans l'espace des trois contraintes principales ou des invariants sans en modifier la forme. L'écrouissage mixte est une combinaison des écrouissages isotrope et cinématique.

- du point de vue du paramètre d'écrouissage k. Pour exprimer mathématiquement ce concept, deux mesures de la plasticité sont fréquemment utilisées, la dissipation plastique et la déformation plastique :

$$k = k(W^p) \; ou \; k = k(\bar{e}^p)$$

La condition de cohérence est alors dérivée directement par définition de la surface de plasticité. Si le comportement du matériau reste sur la surface de plasticité à l'instant t et $t + dt$, c'est-à-dire $f(\underline{\sigma}, k) = 0$ et $f(\underline{\sigma} + d\underline{\sigma}, k + dk) = 0$, la dérivée de la surface de plasticité doit être égale à zéro:

$$\dot{f}(\underline{\sigma}, k) = 0 \rightarrow \left(\frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}}\right)^T \dot{\underline{\sigma}} + \left(\frac{\partial f}{\partial k}\right)\dot{k} = 0 \tag{3.3}$$

Potentiel plastique

De nombreux modèles de comportement élastoplastiques admettent que la déformation plastique est perpendiculaire à la surface de plasticité et que son amplitude est fixée par une fonction scalaire, le multiplicateur plastique λ. On a donc la relation :

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \dot{\lambda}\left(\frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}}\right) \tag{3.4}$$

On parle alors d'une loi élastoplastique associée.

Cependant, lorsque l'hypothèse d'associativité n'est plus valable c'est-à-dire qu'intervient une déformation irréversible appelée **dilatance**, la direction de la déformation plastique n'est plus perpendiculaire à la surface de plasticité mais à une surface appelée **potentiel plastique, g**. La relation (3.4) est alors modifiée par la relation suivante :

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \dot{\lambda}\left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}\right) \tag{3.5}$$

Relation finale d'une loi élastoplastique

Les contraintes sont toujours liées aux déformations élastiques, même en présence de déformations plastiques (Figure 61). On a donc la relation :

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{\underline{C^e}}\,\underline{\dot{\varepsilon}^e} = \underline{\underline{C^e}}\,(\underline{\dot{\varepsilon}} - \underline{\dot{\varepsilon}^p}) \tag{3.6}$$

En considérant la relation (3.5), la relation (3.6) devient :

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{\underline{C^e}}\left(\underline{\dot{\varepsilon}} - \dot{\lambda}\left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}\right)\right) \tag{3.7}$$

A partir de la relation (3.3), on obtient la contrainte par la relation suivante :

$$\underline{\dot{\sigma}} = -\left(\frac{\partial f}{\partial k}\right)\dot{k} \Big/ \left(\frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}}\right)^T \tag{3.8}$$

Le paramètre k régit la dimension de la zone plastique et dépend de l'histoire du chargement, donc de l'importance des déformations plastiques. Il est donc logique d'exprimer ce paramètre comme une fonction de λ :

$$\left(\frac{\partial f}{\partial k}\right)\dot{k} = \left(\frac{\partial f}{\partial k}\right)\left(\frac{\partial k}{\partial \lambda}\right)\dot{\lambda} \tag{3.9}$$

En remplaçant les relations (3.8) et (3.9) dans l'équation (3.7), on obtient la valeur λ par la formule suivante :

$$\dot{\lambda} = \frac{\left(\frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}}\right)^T \underline{\underline{C^e}}\,\underline{\dot{\varepsilon}}}{\left(\frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}}\right)^T \underline{\underline{C^e}}\left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}\right) - \left(\frac{\partial f}{\partial k}\right)\left(\frac{\partial k}{\partial \lambda}\right)} \tag{3.10}$$

Finalement, l'état de contraintes s'écrit à partir de la relation (3.7), sous la forme :

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{\underline{C}}\,\underline{\dot{\varepsilon}} \tag{3.11}$$

avec :

$$\underline{\underline{C}} = \underline{\underline{C^e}} - \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}\right)\underline{\underline{C^e}}\,\underline{\underline{C^e}}\left(\frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}}\right)^T}{\left(\frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}}\right)^T \underline{\underline{C^e}}\left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}\right) - \left(\frac{\partial f}{\partial k}\right)\left(\frac{\partial k}{\partial \lambda}\right)} \tag{3.12}$$

2.1.2. Choix d'un modèle de comportement élastoplastique & détermination des paramètres du modèle

2.1.2.1. Choix d'une surface de plasticité

Il existe plusieurs critères de rupture classiques utilisés pour décrire la surface de plasticité :

Modèle de Mohr-Coulomb (Coulomb, 1776; Mohr, 1900)

Ce critère, simple à déterminer en se basant sur des essais de cisaillement direct sous différentes contraintes de confinement, exprime la relation entre la contrainte de cisaillement τ et la contrainte de confinement appliquée σ_n sous la forme :

$$\tau = \sigma_n \tan\phi + c \tag{3.13}$$

dans laquelle c et ϕ sont des paramètres internes du matériau, appelés respectivement « la cohésion » et « l'angle de frottement ».

Ce critère peut être exprimé dans le repère des contraintes principales par la relation suivante :

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi - 2c\cos\phi = 0 \quad (3.14)$$

où $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sont des contraintes principales ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$)

Le comportement d'écrouissage du matériau peut être introduit par une variation des paramètres internes (la cohésion c et/ou l'ange de frottement) en fonction de la déformation plastique. Dans ce cas, l'écrouissage fait référence à un « angle de frottement initial et final » et/ou à une « cohésion initial et final ».

Modèle de Drucker – Prager (1952) et ses développements (Modèle DP)

Le critère de Drucker – Prager (1952) est une généralisation du modèle de Mohr–Coulomb et s'exprime sous la forme :

$$f = \sqrt{J_2} + mI_1 - k = 0 \quad (3.15)$$

avec I_1 est le premier invariant du tenseur de contraintes, et J_2 est le deuxième invariant du tenseur déviatorique.

Les paramètres du modèle peuvent être déterminés à partir d'essais triaxiaux en compression($0 > \sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$), en traction ($0 > \sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) ou d'essais de cisaillement.

Modèle Lubliner et al. (1989) (Modèle CDP)

Sur la base du critère de Drucker – Prager (1952), en considérant une surface de rupture en traction (surface de Rankine, 1857) et en différenciant le comportement triaxial en traction et en compression, de nouveaux modèles de comportement (William-Warnke,1975 ; Lubliner et al., 1989) ont été proposés afin d'améliorer la description des états de contraintes dans des matériaux comme le béton et la roche. Dans ce qui suit, le modèle de comportement de Lubliner et al. (1989) avec les modifications de Lee & Fenves (1998) est présenté. C'est ce modèle qui est implémenté dans Abaqus pour reproduire un comportement élastoplastique avec endommagement (Concrete Damage Plasticity model) (Abaqus, 2012). Pour ce critère, la surface de plasticité s'écrit sous la forme :

$$f = \frac{1}{1-\alpha}(q + 3\alpha.p + \beta\langle\sigma_{max}\rangle - \gamma\langle-\sigma_{max}\rangle) - \sigma_c(\varepsilon^{pl}) \quad (3.16)$$

avec $\alpha, \beta\ et\ \gamma$, les paramètres du modèle :

$$\alpha = \frac{\left(\frac{f_b}{f_c}\right) - 1}{2\left(\frac{f_b}{f_c}\right) - 1}; \beta = (1-\alpha)\left(\frac{f_c}{f_t}\right) - (1+\alpha); \gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c - 1}$$

et :

- p, q, respectivement la contrainte moyenne et la contrainte Mises équivalente ;
- σ_{max}, la contrainte principale maximale et $\langle\sigma_{max}\rangle = 1/2\ (\sigma_{max} + |\sigma_{max}|)$;
- $\sigma_c(\varepsilon^{pl})$, la fonction d'écrouissage représentant l'évolution de la résistance en compression en fonction de la déformation plastique ;

- $f_b \; et \; f_c$, respectivement les résistances en compression biaxiale et en compression uniaxiale. D'après Kupler et al. (1969), pour les bétons, le rapport f_b/f_c est compris entre 1,12 et 1,16. Le paramètre α est donc compris entre 0,097 et 0,12.
- f_t, la résistance en traction du matériau.
- K_c, le ratio entre le deuxième invariant de contrainte dans le plan méridien en traction et celui dans le plan méridien en compression sous la même contrainte moyenne p dont la contrainte maximale est négative.

Lee & Fenves (1998) ont ensuite modifié ce critère pour différents chemins des contraintes en traction et en compression. Le paramètre β n'est plus constant, mais varie en fonction de la déformation plastique :

$$\beta = (1-\alpha)\left(\frac{\sigma_c(\varepsilon_c^{pl})}{\sigma_t(\varepsilon_t^{pl})}\right) - (1+\alpha)$$

La surface de plasticité devient donc :

$$f = \frac{1}{1-\alpha}\left(q + 3\alpha.p + \beta(\varepsilon_c^{pl}, \varepsilon_t^{pl})\langle\sigma_{max}\rangle - \gamma\langle-\sigma_{max}\rangle\right) - \sigma_c(\varepsilon_c^{pl}) \qquad (3.17)$$

La détermination des paramètres du modèle CDP peut être effectuée à partir d'essais triaxiaux en compression, d'essais triaxiaux en traction ou d'essais de cisaillement.

Détermination des paramètres de la surface de plasticité pour les 3 modèles

Détermination des paramètres à partir des essais triaxiaux en compression

Les essais triaxiaux permettent d'obtenir la contrainte axiale σ_3 en fonction de la contrainte de confinement appliquée $(\sigma_1 = \sigma_2)$. Les résultats de ces essais peuvent être exprimés selon les variables : $n = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ et $s = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$, ce qui permet de déterminer l'angle de frottement et la cohésion selon le modèle MC par l'équation (3.14).

Dans le plan méridien en compression, la surface de plasticité du modèle DP peut être exprimée par la relation :

$$f = \left(\frac{2}{\sqrt{3}} + m\right)\mathrm{s} + 3mn - k = 0 \qquad (3.18)$$

Si on tient compte des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb (3.14), on obtient les paramètres du modèle DP de la manière suivante :

$$m = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}\,(3-\sin\phi)}\,; k = \frac{6c\cos\phi}{\sqrt{3}(3-\sin\phi)} \qquad (3.19)$$

De la même manière, dans le plan méridien en compression, la surface de plasticité du modèle CDP peut être exprimée par la relation :

$$f = \frac{1}{1-\alpha}\left((3\alpha+\gamma)n + (2+\alpha+\gamma)s\right) - \sigma_c\left(\varepsilon_c^{pl}\right) \qquad (3.20)$$

Si on assimile celle-ci à la surface de Mohr-Coulomb par l'équation (3.14), sachant que le paramètre α est a priori connu, les autres paramètres du modèle CDP peuvent être obtenus de la manière suivante :

$$\gamma = \frac{(\alpha + 2)\sin\phi - 3\alpha}{1 - \sin\phi};\ f_c = \frac{2c\cos\phi}{1 - \sin\phi} \tag{3.21}$$

Le paramètre Kc peut être exprimé à partir du paramètre γ équivalent par la relation suivante :

$$K_c = \frac{3 + \gamma}{3 + 2\gamma} = \frac{(1 - \alpha)(3 - \sin\phi)}{3 + \sin\phi - 6\alpha + \alpha\sin\phi} \tag{3.22}$$

Détermination des paramètres à partir des essais de cisaillement :

Les essais de cisaillement permettent d'obtenir la relation entre la contrainte de cisaillement τ et la contrainte normale appliquée σ_n et donc de déterminer l'angle de frottement et la cohésion du matériau selon la relation du modèle MC (3.1). A partir des paramètres, l'état de contraintes principales σ_1 et σ_3 dans le matériau peut être déterminé par les cercles de Mohr (Figure 63).

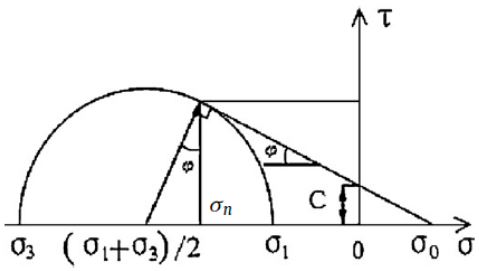


Figure 63 Cercle de Mohr

Sachant que les essais sont réalisés dans un état plan de déformation, si on exprime la surface de plasticité du modèle DP selon les variables :

$$s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\ et\ n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$\text{alors } \sigma_1 = s + n; \sigma_3 = n - s; \sigma_2 = v(\sigma_1 + \sigma_2) = 2vn$$

$$et\ f = \sqrt{\frac{1}{3}(2v - 1)^2 n^2 + s^2} + 2m(v + 1)n - k \tag{3.23}$$

Dans le plan $n - s$ pour de hautes contraintes de confinement, cette surface de plasticité peut être approchée par la surface suivante :

$$f = \left(\sqrt{\frac{\frac{1}{3}(2v - 1)^2}{(\sin\phi)^2} + 1}\right)s + 2m(v + 1)n - k \tag{3.24}$$

Si on associe cette surface avec la surface de MC, on obtient :

$$m = \frac{\sqrt{3(\sin\phi)^2 + (2v - 1)^2}}{2\sqrt{3}(1 + v)}\ et\ k = c\cos\phi \tag{3.25}$$

Cette approximation a pour conséquence que le modèle DP n'est pas très précis pour les faibles pressions de confinement.

De la même manière, on exprime la surface de plasticité du modèle CDP selon les variables (n, s). Pour de hautes pressions de confinement pas trop importantes (<50MPa)

($|n| < c/(1 - v - \tan\phi)$, on a : $\sigma_3 < \sigma_2 = v(\sigma_1 + \sigma_2) < \sigma_1 < 0$. Par conséquence, la surface de plasticité du modèle CDP devient :

$$f = \frac{1}{1-\alpha}\left(\sqrt{(2v-1)^2 n^2 + 3s^2} + (2v\alpha + 2\alpha + \gamma)n + \gamma s\right) - \sigma_c\left(\varepsilon_c^{pl}\right) \quad (3.26)$$

Dans le plan $n - s$, cette surface de plasticité peut être approchée par la surface suivante :

$$f = \frac{1}{1-\alpha}\left(\gamma s + \left(2v\alpha + 2\alpha + \gamma - \sqrt{3(\sin\phi)^2 + (2v-1)^2}\right)n\right) - \sigma_c(\varepsilon_c^{pl}) \quad (3.27)$$

Si on assimile cette surface de plasticité avec la surface de Mohr-Coulomb par l'équation (3.14), en supposant que le paramètre α est connu, les autres paramètres du modèle CDP peuvent être obtenus de la manière suivante :

$$\gamma = \frac{\sqrt{3(\sin\phi)^2 + (2v-1)^2} - 2\alpha - 2\alpha v}{1 - \sin\phi} \; et \; f_c = \frac{\left(\sqrt{3} + \gamma\right)c\cos\phi}{1-\alpha} \quad (3.28)$$

Le paramètre Kc peut être exprimé à partir du paramètre γ par la relation suivante :

$$K_c = \frac{3+\gamma}{3+2\gamma} = \frac{3\,(1-\sin\phi) + \sqrt{3(\sin\phi)^2 + (2v-1)^2} - 2\alpha - 2\alpha v}{3\,(1-\sin\phi) + 2\sqrt{3(\sin\phi)^2 + (2v-1)^2} - 4\alpha - 4\alpha v} \quad (3.29)$$

Application : détermination des paramètres pour les 3 modèles et comparaison des critères

Nous avons réalisé une comparaison des différents modèles de comportement vis-à-vis de la reproduction du comportement à la rupture d'un coulis de ciment à partir des résultats de deux types d'essais différents: les essais triaxiaux en compression de Hyett et al (1995) et les essais de cisaillement direct de Moosavi et al. (2003). Les essais triaxiaux en compression de Hyett et al. (1995) ont été réalisés sur des coulis de ciment ayant des ratios E/C égaux à 0,4 et 0,5 et selon différentes contraintes de confinement (5MPa, 10MPa, 15MPa). Les essais de cisaillement direct de Moosavi et al. (2003) ont été réalisées sur des coulis ayant les mêmes ratios E/C sous des contraintes de confinement entre 2MPa et 50MPa. Le Tableau 13 présente les paramètres des 3 modèles de comportement évalués d'après les résultats d'essais.

Tableau 13 Paramètres de la surface de plasticité pour les modèles MC, DP et CDP

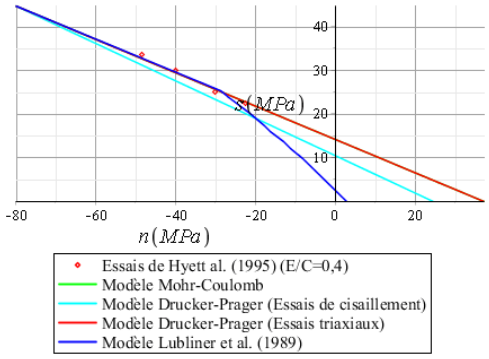
Comportement au pic								
Essais	Modèle MC		Modèle DP		Modèle CDP			
	c	φ	m	k	Kc	fc	f_b/f_c	ft
Essais triaxiaux de Hyett et al. (1995)								
E/C=0,4	15.5	22.6	0.170	19.0	0.821	46.5	1,12	$0{,}09f_c$
E/C=0,5	11.5	20.2	0.150	14.1	0.847	33.0	1,12	$0{,}09f_c$
Essais de cisaillement de Moosavi et al. (2003)								
E/C=0,4	15.3	22.3	0.191	14.2	0.807	41.9	1,12	$0{,}09f_c$
E/C=0,5	11.2	22.8	0.193	10.3	0.803	30.9	1,12	$0{,}09f_c$

D'après les paramètres identifiés, pour un même ratio E/C, les valeurs sont similaires quel que soit le type d'essais pour les modèles MC et CDP alors que les paramètres du modèle DP se différencient légèrement selon le chemin de contraintes emprunté. Dans la suite, pour la comparaison des critères, nous avons adopté une valeur moyenne de la cohésion et de l'angle de frottement pour le modèle MC du coulis de ciment. Les paramètres du modèle $DP_{triaxial}$, $DP_{cisaillement}$ sont déterminés respectivement par l'équation (3.19) et (3.25). Les paramètres du modèle CDP sont déterminés par les équations (3.21) et (3.22). Les paramètres sont résumés dans le Tableau 14.

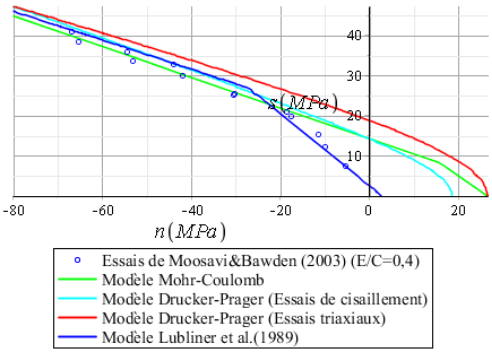
Tableau 14 Paramètres retenus pour la comparaison des modèles de comportement

Comportement au pic									
Ratio	Modèle MC		Modèle $DP_{triaxial}$		Modèle $DP_{cisaillement}$		Modèle CDP		
	c	φ	m	K	M	k	Kc	fc	Autre paramètres
E/C=0,4	15.4	22.5	0.168	18.8	0.191	14.2	0.822	46.1	fb/fc=1,12 ft = 0,09fc d'après Model Code (1990)
E/C=0,5	11.4	21.5	0.161	13.9	0.187	10.5	0.833	33.4	

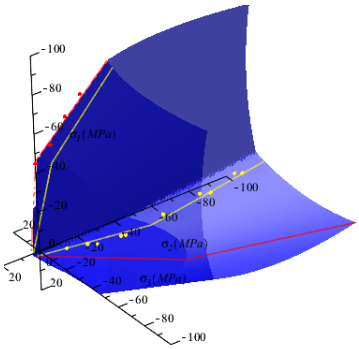
Les Figure 64 a,b,c,d,e,f présentent pour les coulis de ciment de rapport E/C = 0,4, les surfaces de plasticité évaluées pour les différents modèles de comportement (MC, DP, CDP) dans différents repères de contrainte ainsi que les résultats expérimentaux. Les Figure 64 a,b comparent ainsi les surfaces de plasticité dans le repère des contraintes n-s avec les valeurs expérimentales de Hyett et al. (1995) et de Moosavi et al. (2003). On peut noter que si les trois modèles de comportement sont capables de modéliser le comportement à la rupture des coulis de ciment dans des gammes des hautes contraintes de confinement, c'est le modèle CDP qui permet le mieux de décrire le comportement de ce matériau pour de faibles valeurs de contrainte de confinement. La Figure 64c compare la surface de plasticité du modèle CDP dans le repère des contraintes principales avec les contraintes calculées à partir des essais triaxiaux de Hyett et al. (1995) et des essais de cisaillement de Moosavi et al. (2003). On constate que ces dernières sont bien sur la surface de plasticité du modèle CDP, respectivement à l'intersection de celle-ci avec le plan méridien de contrainte (courbe rouge) et le plan de contraintes en état plan de déformation (courbe jaune). La Figure 64d présente les surfaces de plasticité des 3 modèles MC, DP et CDP dans le repère des contraintes principales. Les Figure 64 e et f présentent leur projection respectivement, pour des pressions isostatiques constantes et pour un état plan de contrainte ($\sigma_3 = 0$).



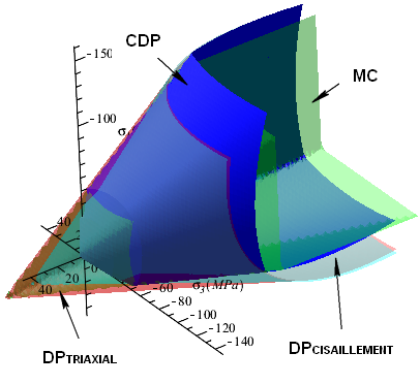
(a) Comparaison des surfaces de plasticité dans le repère n-s avec résultats expérimentaux de Hyett et al. (1995)



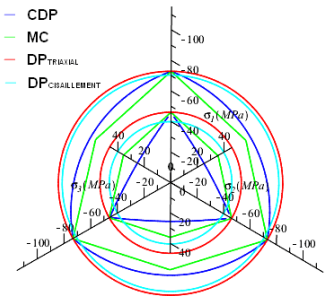
(b) Comparaison des surfaces de plasticité dans le repère n-s avec résultats expérimentaux de Moosavi et al. (2003)



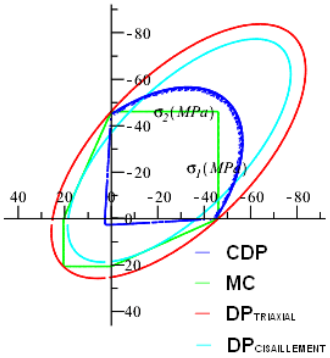
(c) Surface de plasticité du modèle CDP dans le repère des contraintes principales et comparaison avec des résultats expérimentaux de Hyett et al. (1995) et de Moosavi et al. (2003)



(d) Surfaces de plasticité selon MC, DP, CDP dans le repère des contraintes principales



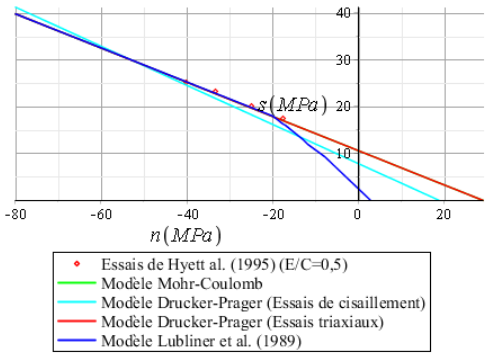
(e) Surfaces de plasticité à des contraintes moyennes constantes (p=fc ; et p=2fc)



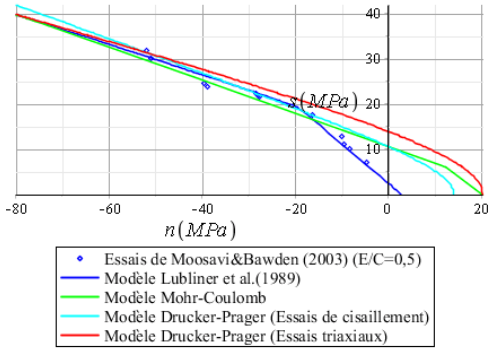
(f) Surfaces de plasticité en état plan de contraintes

Figure 64 Modèles de comportement du coulis de ciment
à partir des essais de Hyett (1995) et de Moosavi et al. (2003) (ratio E/C=0,4)

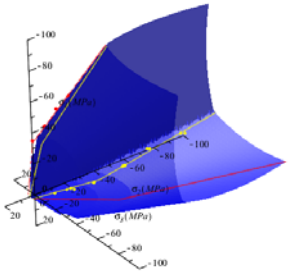
De la même manière, pour les coulis ayant un ratio E/C=0,5, les Figure 65 a,b,c,d,e,f présentent les surfaces de plasticité pour les différents modèles de comportement dans différents repères de contrainte et leur comparaison avec les résultats expérimentaux. De nouveau, on constate que le modèle CDP présente assez fidèlement le comportement à la rupture des coulis de ciment, quel que soit le type d'essais utilisé.



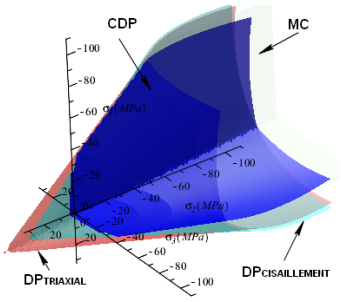
(a) Comparaison des surfaces de plasticité dans le repère n-s avec résultats expérimentaux de Hyett et al. (1995)



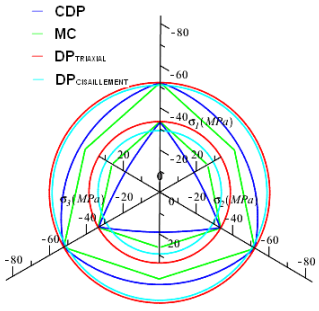
(b) Comparaison des surfaces de plasticité dans le repère n-s avec résultats expérimentaux de Moosavi et al. (2003)



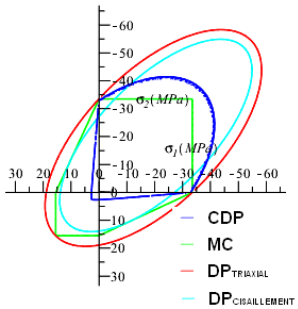
(c) Surface de plasticité du modèle CDP dans le repère des contraintes principales et comparaison avec des résultats expérimentaux de Hyett et al. (1995) et de Moosavi et al. (2003)



(d) Surfaces de plasticité selon MC, DP, CDP dans le repère des contraintes principales



(e)Surfaces de plasticité à des contraintes moyennes constantes (p=fc et p=2fc)



(f) Surfaces de plasticité en état plan de contraintes

Figure 65 Modèles de comportement du coulis de ciment
à partir des essais Hyett (1995) et de Moosavi et al. (2003) (ratio E/C=0,5)

En conclusion, quant à l'utilisation de ces différents modèles de comportement pour représenter le comportement à la rupture d'un coulis de ciment, on peut noter que :

- pour le modèle MC, malgré sa simplicité dans la détermination des paramètres, ce critère de rupture présente certains désavantages :

  (1) ce critère sous-estime la résistance du matériau dans un état biaxial en compression (Figure 64f, Figure 65f) car selon Alejano & Bobet (2012), Menétrey & William (1995), il ne tient pas compte de la contrainte principale intermédiaire (σ_2) alors que cette dernière augmente la résistance du matériau ;

  (2) ce critère est inapproprié pour décrire le comportement en traction pour des matériaux comme le coulis de ciment (Moosavi et al. 2003), les bétons et les roches car il donne un rapport f_c/f_t de l'ordre de 3 alors qu'en réalité, pour ces matériaux, ce rapport est beaucoup important, de l'ordre de 10;

  (3) il est difficile à implémenter numériquement car le gradient de la surface des contraintes aux intersections des arêtes est indéterminé.

- pour le modèle DP, l'avantage de ce critère de rupture est la simplicité et la régularité de la surface de plasticité qui facilite l'implantation numérique. Cependant il présente également certains défauts :

  (1) le critère $DP_{compression}$ surestime la résistance du matériau quand le chemin de contraintes évolue depuis un état triaxial en compression vers un état triaxial en traction, ou inversement les critères $DP_{traction}$ et $DP_{cisaillement}$ sous-estiment la résistance du matériau dans un état triaxial en compression (Alejano et Bobet, 2012). Ce modèle n'est donc plus approprié lorsque le chemin de contraintes varie;
  (2) de la même manière que le modèle MC, ce modèle surestime la résistance en traction parce qu'il permet un ratio fc/ft entre 2 et 3. En réalité, pour les matériaux comme le béton et la roche, ce ratio est de l'ordre de 10.

- pour le modèle CDP, ce modèle permet de rectifier les défauts des modèles MC et DP :

  (1) En introduisant le paramètre fb/fc, rapport entre la résistance en compression biaxiale et celle en compression uniaxiale, ce modèle permet de tenir compte du rôle de la contrainte intermédiaire sur la résistance du matériau. Selon les travaux expérimentaux de Kupfer et al. (1969) pour les bétons, fb/fc est compris entre 1,12 et 1,16. Dans le modèle MC, fb/fc est implicitement égal à 1, ce qui sous-estime la résistance du matériau en compression biaxiale. Dans le modèle DP, il vaut environ 2, ce qui surestime la résistance en compression bi-axiale.

  (2) En introduisant une surface de rupture en traction (surface de Rankine), ce modèle permet de décrire correctement le comportement en traction.

  Cependant le modèle CDP présente une limite quand la contrainte moyenne tend vers l'infini : le matériau ne se plastifie pas si la contrainte déviatorique reste limitée. Or en réalité, selon William (1995), au-delà de certaines valeurs de la contrainte moyenne, le matériau se plastifie. Ce modèle devrait donc inclure une surface de rupture pour des

états de contrainte en compression très élevée. Dans le cadre de l'étude qui suit, les contraintes en compression sont comparables à celles des essais de Hyett et al. (1992) et de Moosavi et al. (2003) si bien que cette limite ne devrait pas poser un problème.

2.1.2.2. Choix du potentiel plastique

Le modèle de potentiel plastique implémenté sous Abaqus (2012) pour le béton a été choisi. Ce modèle utilise le potentiel plastique hyperbolique g selon l'expression:

$$g = \sqrt{(\epsilon \bar{\sigma}|_0 \tan\psi)^2 + q^2} - p\tan\psi \qquad (3.30)$$

dans laquelle :

ψ est l'angle de dilatance mesuré dans le plan des contraintes déviatoriques (p, q) à haut confinement.

$\bar{\sigma}|_0 = \bar{\sigma}|_{\bar{\varepsilon}^{pl}=0;\dot{\varepsilon}^{pl}=0}$ est la résistance en traction.

ϵ est le paramètre d'excentricité, et est généralement égal à 0,1 (Abaqus, 2012).

2.2. Fonctions d'écrouissage

Le modèle CDP nécessite de définir les fonctions d'écrouissage en traction et en compression (équation (3.17). Ces courbes sont construites sur la base des mécanismes de rupture en traction et en compression du matériau par l'intermédiaire d'une approche énergétique. L'énergie dissipée lors de la rupture du matériau est ainsi considérée. Pour le comportement en compression, c'est l'énergie d'écrasement et pour le comportement en traction, c'est l'énergie de fissuration. La construction de ces courbes est présentée au paragraphe 2.2.2 pour le comportement en traction et 2.2.3 pour le comportement en compression.

2.2.1. Couplage du modèle élastoplastique avec l'endommagement

Le modèle élastoplastique ne permet pas de représenter entièrement le comportement du matériau car le module d'élasticité est obligatoirement constant et la notion de microfissure n'apparaît nul part dans l'établissement du modèle élastoplastique. Or c'est grâce au rôle des microfissures que nous pouvons expliquer le comportement réel de matériaux de type roche ou béton (Charlier, 2009). De plus, ces matériaux, même fissurés, peuvent encore résister à des contraintes en compression. Par contre ils ne peuvent plus apporter de résistance à des contraintes en traction. C'est pourquoi le modèle élastoplastique a été couplé à des lois d'endommagement pour pouvoir reproduire ces phénomènes physiques.

On définit l'**endommagement** comme le rapport de l'aire des fissures à l'aire totale d= A_F/A_T. On imagine ensuite deux corps : l'un endommagé (corps réel), l'autre intact (corps fictif), comme illustrée sur la Figure 66. Les contraintes et déformations sont notées avec une barre dans le premier cas : $\bar{\sigma}$ et $\bar{\varepsilon}$. Si on suppose que sous les charges extérieures, l'état de déformation est identique entre le corps réel et le corps fictif ($\bar{\varepsilon} = \varepsilon$), alors $\bar{\sigma}(A_T - A_F) = \sigma A_T$, c'est-à-dire $\bar{\sigma} = \sigma/(1-d)$. Par conséquent, si on a une relation $\sigma = E\varepsilon$ pour le corps

exempt de fissures, cette relation devient $\bar{\sigma} = \bar{E}\varepsilon$ pour le corps endommagé avec $\bar{E} = (1 - d)E$.

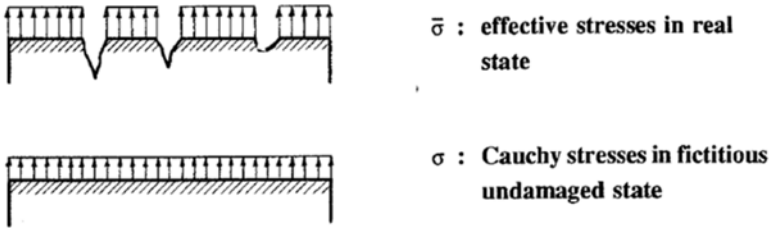


Figure 66 Endommagement dans le matériau et modélisation (Charlier, 2009)

Il reste à définir une « loi d'écrouissage » de la variable d'endommagement d. Il existe plusieurs manières de définir l'évolution du paramètre d'endommagement. Mazars et Pijaudier-Cabot (1989) considèrent la variable d'endommagement comme une fonction de charge de la déformation totale ε. Lee et Fenves (1998) déterminent l'évolution de l'endommagement en relation avec la déformation plastique. Krätzig et Pölling (2004) et Grassl (2009) calculent le paramètre de l'endommagement en définissant un rapport entre la déformation plastique et la déformation inélastique. Dans notre cas, nous avons utilisé cette dernière approche.

La variable d'endommagement d est une combinaison de deux variables d'endommagement en traction (d_t) et en compression (d_c) et satisfait à la relation :

$$1 - d = (1 - s_c d_t)(1 - s_t d_c) \qquad (3.31)$$

avec $s_t = 1{,}0$ et s_c est une fonction dépendant de la contrainte principale maximale σ_1 dans le matériau : $s_c = 1{,}0\ si\ \sigma_1 > 0\ (en\ traction) et\ s_c = 0{,}0\ si\ \sigma_1 < 0\ (en\ compression)$ De cette manière, le module d'élasticité E est totalement considéré si la contrainte σ_1 change d'un état de traction vers un état de compression. Inversement, le module d'élasticité E se réduit de l'endommagement en compression si la contrainte σ_1 change d'un état de compression vers un état de traction. Le principe pour déterminer les variables de l'endommagement en traction (d_t) et en compression (d_c) consiste à définir un rapport entre la déformation plastique et la déformation inélastique. C'est illustré sur la Figure 67.

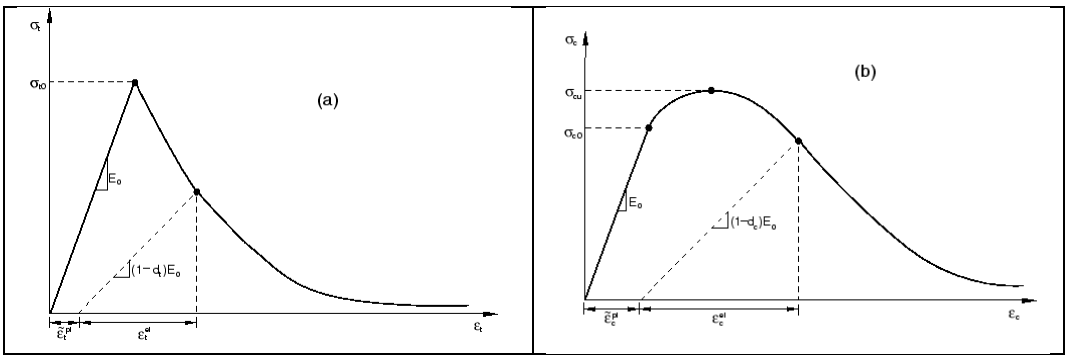


Figure 67 Définition des variables d'endommagement
(a) en traction et (b) en compression (Abaqus, 2012)

Sur la Figure 67a, la déformation totale ε^t correspondant à une contrainte en traction est décomposée en deux composantes : la déformation élastique ε_{el}^t définie par le module d'élasticité endommagé et la déformation plastique. On a donc l'équation suivante :

$$\varepsilon_{el}^{t} = \frac{\sigma^{t}}{(1-d_t)E} \rightarrow \varepsilon^{t} = \varepsilon_{el}^{t} + \varepsilon_{pl}^{t} = \frac{\sigma^{t}}{(1-d_t)E} + \varepsilon_{pl}^{t} \quad (3.32)$$

D'ailleurs, par définition, la déformation inélastique est la somme des déformations causées par la plasticité et l'endommagement et est donc calculée avec le module d'élasticité initiale :

$$\varepsilon^{t} = \varepsilon_{in}^{t} + \frac{\sigma^{t}}{E} \quad (3.33)$$

Si on définit un rapport entre la déformation plastique et la déformation inélastique, $\varepsilon_{pl}^{t} = \mu_t \varepsilon_{in}^{t}$ $(0 \leq \mu_t \leq 1)$, en associant les équations (3.32) et (3.33), la variable d'endommagement d_t est déterminée par la formule :

$$d_t = \frac{(1-\mu_t)\left(\varepsilon^{t} - \frac{\sigma^{t}}{E}\right)}{(1-\mu_t)\varepsilon^{t} + \mu_t \frac{\sigma}{E}} \quad (3.34)$$

De manière similaire, la variable d'endommagement en compression d_c est déterminée par la formule :

$$d_c = \frac{(1-\mu_c)\left(\varepsilon^{c} - \frac{\sigma^{c}}{E}\right)}{(1-\mu_c)\varepsilon^{c} + \mu_c \frac{\sigma}{E}} \quad (3.35)$$

Cette manière de définir les variables d'endommagement présente l'avantage de la simplicité et par ailleurs, elle permet de s'assurer que les déformations plastiques ainsi que les variables d'endommagement augmentent simultanément avec la déformation totale. Les deux paramètres μ_t et μ_c ont été choisis de manière à s'assurer qu'après la rupture, à 10% de la résistance en traction et en compression, le module d'élasticité du matériau est endommagé d'environ 90%, autrement dit, les variables d'endommagement d_t et $d_c$sont alors égales à environ 0,9.

2.2.2. Rupture en traction du matériau de scellement

L'endommagement par rupture en traction du matériau de scellement de l'ancrage se manifeste de deux manières. Il peut se développer une fissuration radiale avec un certain angle à partir des verrous. Si la dilatation du scellement n'est pas suffisamment empêchée, des fissures peuvent également se développer le long de la barre dans le scellement et s'étendre radialement. La barre de l'ancrage est alors extraite par glissement des verrous sur le scellement décomprimé fissuré. Ce type de rupture est fragile (Figure 25 : courbes 4a). Or cette fissuration instable rend l'analyse du comportement des ancrages difficile (Hyett et al., 1995). Par conséquent, pour étudier le comportement de l'interface barre-scellement, les modèles existants se limitent pour éviter la fissuration (Blanco Martín, 2012) et utiliser une approche classique en élasticité.

2.2.2.1. Description de l'endommagement en traction

L'endommagement en traction est un phénomène de rupture local qui peut conduire à une instabilité globale de la structure. Pour les matériaux fragiles, il existe une zone d'évolution de la fissure dans laquelle le profil des contraintes transversales présente une

valeur nulle en fond de fissure et une valeur maximale égale à la résistance en traction f_t à la fin de cette zone, comme illustré sur la Figure 68. Contrairement aux matériaux ductiles comme l'acier dont la longueur de cette zone est négligeable par rapport à la taille de la structure, pour les matériaux fragiles comme la roche, le béton, le mortier ou le coulis de ciment, la longueur de cette zone est non négligeable relativement à la taille de la structure (Bazant, 2002). Il existe donc un effet d'échelle : la résistance d'un matériau diminue avec la taille du volume considéré car une rupture locale peut conduire à une instabilité prématurée de la structure (Figure 69).

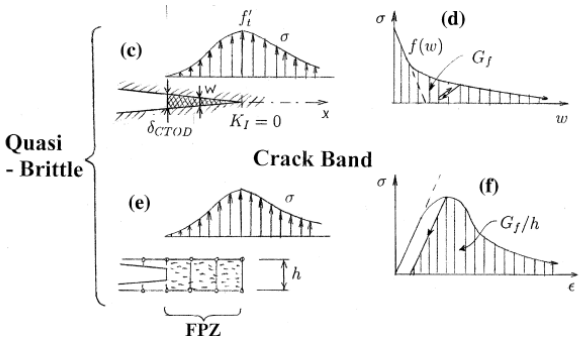


Figure 68 Illustration des profils de contrainte pour les matériaux quasi-fragiles (Bažant, 2002)

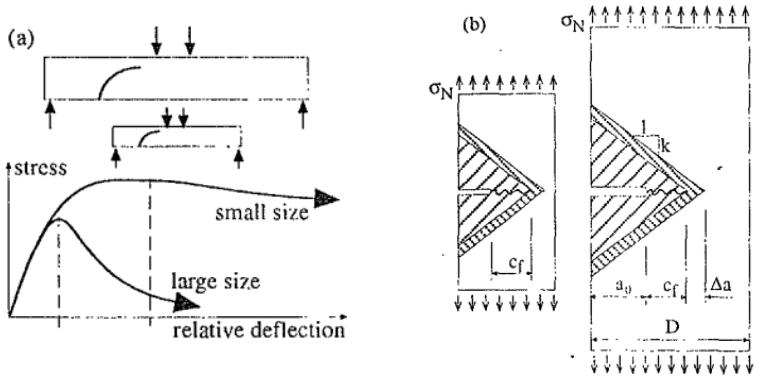


Figure 69 Instabilité structurale (Bazant & Planas, 1997)

Afin de mieux comprendre l'effet d'échelle sur la rupture en traction, considérons une structure pré-entaillée soumise à une traction directe comme illustré sur la Figure 69b. En raison de la longueur c_f, la longueur de fissure effective est plus grande que celle initiale, a_0. Le facteur d'intensité de contrainte est un paramètre qui au-delà d'une certaine valeur, la ténacité, permet à la fissure de se propager. En mode de rupture I (ouverture), cette dernière est définie par la relation suivante :

$$K_{1c} = \sigma_N \times \sqrt{\pi c} \times f(\alpha_0) = \sigma_N \sqrt{\pi\left(a_0 + c_f\right)} \times f(\alpha_0) \qquad (3.36)$$

où $\alpha_0 = a_0/D$, $c = a_0 + c_f$ est la longueur effective de la fissure et $f(\alpha_0)$ est une fonction géométrique adimensionnelle qui tient compte de la géométrie de la fissure et de la répartition des contraintes. L'énergie nécessaire pour ouvrir la fissure est égale à l'énergie emmagasinée dans le matériau et peut être déterminée par la formule (Bazant & Planas, 1997) :

$$W_{int} = \frac{1}{2} \times b \times (\pi c)^2 \times \frac{{\sigma_N}^2}{E} \times f(\alpha_0) \tag{3.37}$$

avec b, la largeur considérée. L'énergie de propagation de la fissuration est alors définie comme l'énergie nécessaire pour ouvrir une unité de surface :

$$G_f = \frac{\partial W_{int}}{b \partial c} = \frac{{\sigma_N}^2}{E} \times f(\alpha_0) \times \pi(a_0 + c_f) \tag{3.38}$$

D'après l'équation (3.36)

$$G_f = \frac{K_{1c}^2}{E}$$

Les données dans la littérature quant à la valeur de la ténacité indiquent une valeur plus ou moins constante par matériau. L'énergie de fissuration est donc une propriété intrinsèque du matériau et est donc indépendante de la taille d'échantillon.

Si on considère une structure de taille D de même configuration géométrique, l'équation (3.36) s'écrit de la manière suivante :

$$K_{1c} = \sigma_N \sqrt{D \times \pi(a_0/D + c_f/D)} \times f(\alpha_0) = \sigma_N \sqrt{D \times g(\alpha_0 + c_f/D)}$$
$$\sigma_N = \frac{K_{1c}}{\sqrt{D \times g(\alpha_0 + c_f/D)}} = \frac{\sqrt{G_f E}}{\sqrt{D \times g(\alpha_0 + \frac{c_f}{D})}} \tag{3.39}$$

avec :

$$g\left(\alpha_0 + \frac{c_f}{D}\right) = \pi \times \left(\frac{a_0 + c_f}{D}\right) \times f(\alpha_0)^2$$

La fonction $g\left(\alpha_0 + \frac{c_f}{D}\right)$ peut être approchée par un développement en série de Taylor :

$$g\left(\alpha_0 + \frac{c_f}{D}\right) = g(\alpha_0) + g'(\alpha_0) \times \frac{c_f}{D} + g''(\alpha_0) \times \left(\frac{c_f}{D}\right)^2 + \cdots$$

Si la longueur de rupture c_f est petite devant la longueur de la structure, on peut négliger les composantes au-delà du 2ème degrés de cette fonction. Par conséquence, la relation (3.39) peut être approchée par la relation :

$$\sigma_N = \frac{\sqrt{G_f E}}{\sqrt{D \times g(\alpha_0 + \frac{c_f}{D})}} = \frac{\sqrt{G_f E}}{\sqrt{D \times g(\alpha_0) + c_f g'(\alpha_0)}}$$
$$= \sqrt{\frac{G_f E}{c_f g'(\alpha_0)}} \times \frac{1}{\sqrt{1 + D \times \frac{g(\alpha_0)}{g'(\alpha_0) \times c_f}}} \tag{3.40}$$

Si l'on pose :

$$B f_t = \sqrt{\frac{G_f E}{c_f g'(\alpha_0)}} \; alors \; c_f = \frac{G_f E}{B^2 f_t^2 g'(\alpha_0)} = \frac{l_{ch}}{B^2 g'(\alpha_0)}$$
$$et \; D_0 = c_f \frac{g'(\alpha_0)}{g(\alpha_0)} = \frac{G_f E}{B^2 f_t^2 g(\alpha_0)} = \frac{l_{ch}}{B^2 g(\alpha_0)} \tag{3.41}$$

où l_{ch} est une longueur caractéristique du matériau qui permet de caractériser la fissuration et f_t est la résistance en traction du matériau.

$$\rightarrow \sigma_N = Bf_t \times \frac{1}{\sqrt{1+\frac{D}{D_0}}} \tag{3.42}$$

L'équation (3.42) indique la dépendance de la résistance de la structure à la taille de la structure. Si D>>D0, l'équation (3.42) revient au modèle d'effet d'échelle classique (mécanisme de rupture linéaire) proposé initialement par Bažant (1984) (Figure 70). Depuis ce travail, des études (Planas et al., 1997; Bazant, 1999; Bažant, 2002) sur les modèles d'effet d'échelle ont essayé d'améliorer le modèle classique afin de le généraliser de manière à assurer une transition continue entre la rupture ductile (pour de petites tailles) et la rupture fragile (pour de grandes tailles) : **modèle non linéaire d'effet d'échelle.**

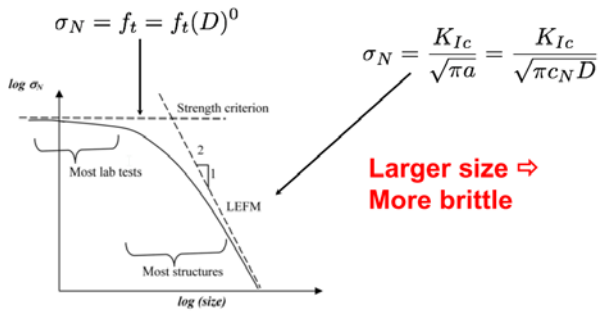


Figure 70 Modèle d'effet d'échelle (d'après Bažant, 1984)

L'effet d'échelle peut être approché par une analyse selon un modèle d'endommagement cohésif : le modèle de fissure cohésive pour une épaisseur de fissure nulle ou le modèle de bande cohésive pour une épaisseur de fissure non-nulle. Ces modèles peuvent être intégrés dans un programme d'éléments finis afin de pouvoir étudier également des états de contrainte plus complexes : par exemple, après l'ouverture des fissures, le matériau ne peut plus supporter la traction mais il peut très bien résister à des efforts en compression.

Le modèle de fissure cohésive **(CCM)** a été proposé par Hillerborg et al. (1976) pour une rupture discrète. Le principe de ce modèle consiste à considérer l'évolution de la contrainte locale σ en fonction de l'ouverture fictive de fissuration w_t. Cette évolution peut avoir la forme d'une relation linéaire, bi-linéaire ou exponentielle tant que la surface délimitée par la contrainte et l'ouverture fictive de fissuration reste la même et est appelée l'énergie d'ouverture de fissuration, G_F (Figure 71).

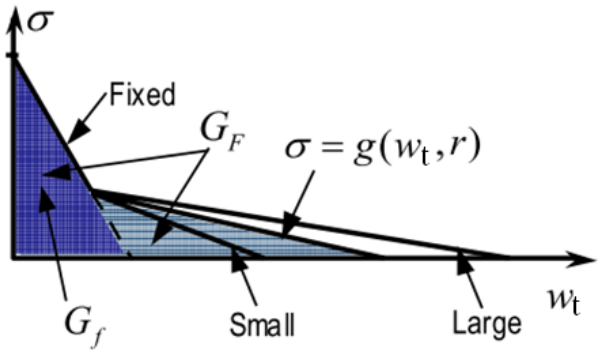


Figure 71 Modèle de fissure cohésive (d'après Bažant & Yu, 2004)

D'après les études numériques et expérimentales sur l'effet d'échelle (Bažant & Yu, 2004), il a été mis en évidence que la résistance de la structure à la fissuration est contrôlée par la pente initiale de rupture et que la surface limitée par la pente initiale est égale à l'énergie de propagation de fissuration G_f. Cela peut être démontré mathématiquement en calculant l'énergie dissipée par le modèle CCM le long de la ligne de rupture (J-intégration Rice, 1968) et en la comparant avec la définition de G_f donnée par l'équation (3.38). G_f est un paramètre constant du matériau, quelle que soit la taille de la structure. Par contre, la surface totale est dépendante de la taille de la structure comme illustrée sur la Figure 71. D'après le Model Code 1990 (CEB-FIB, 1993), pour les bétons, cette énergie G_F peut être déterminée à partir de l'expression empirique suivante, basée sur des essais standards tels que les essais de flexion en trois points:

$$G_F = G_{F0}\left(\frac{f_c}{10}\right)^{0,7} \tag{3.43}$$

avec G_{F0}, une valeur de l'énergie de fissuration, dépendante de la taille maximale des agrégats. Si cette dernière est inférieure à 8mm, $G_{F0} = 25Nm/m^2$. f_c est la résistance en compression du matériau en MPa. Par ailleurs l'énergie de propagation de fissuration, d'après Planas & Elices (1997), peut être estimée grossièrement par une simple relation :

$$G_F/G_f = 2,0 - 2,5 \tag{3.44}$$

Par la suite, le modèle de bande cohésive (**CBM)** a été proposé sur la base du modèle CCM par Bazant & Oh (1983). Ce modèle considère la rupture sur une bande ayant une épaisseur non nulle. La relation contrainte-ouverture de fissuration a été convertie en une relation contrainte-déformation de manière à s'assurer que l'énergie dissipée dans l'élément soit la même (Figure 72).

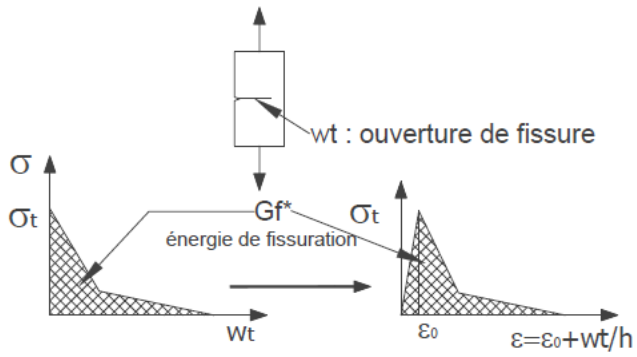


Figure 72 Le passage du modèle CCM au modèle CBM
(D'après Hillerborg et al. ,1976 ; Bazant,1984 ; Grassl, 2009)

La courbe de comportement en traction peut alors être déterminée de la manière suivante :

- L'énergie dissipée dans l'élément est calculée selon la formule

$$G = h \times \int \sigma d\varepsilon^{in} = h \int \sigma d(\varepsilon - \varepsilon^{el}) = h \int \left(\sigma d\varepsilon - \frac{\sigma d\sigma}{E}\right)$$

- Et, à partir de cette relation :

$$G_f = h \times \left(\int_0^{\infty} \sigma d\varepsilon - \int_0^{\infty} \frac{\sigma d\sigma}{E}\right) = h \times \left(f_t \times \frac{\varepsilon_f}{2} - \frac{f_t^2}{2E}\right) = f \times \frac{f_t}{2} \times (\varepsilon_f - \varepsilon_0)$$

$$\rightarrow \varepsilon_f = \varepsilon_0 + \frac{2G_f}{h \times f_t} \tag{3.45}$$

avec ε_f, l'intersection de la pente initiale de rupture avec l'axe des abscisses; G_f, l'énergie de propagation de fissuration ; h, l'épaisseur de la bande cohésive; f_t, la résistance en traction du matériau ; ε_0 , la déformation élastique au pic.

L'énergie d'ouverture de fissuration est alors déterminée par la relation :

$$G_F = h \times \left(f_t \times \frac{\varepsilon_f}{2} + \frac{1}{2}\omega f_t(\varepsilon_\infty - \varepsilon_f) - \frac{f_t^2}{2E}\right) \tag{3.46}$$

$$\rightarrow \varepsilon_\infty = \frac{\varepsilon_0}{\omega} + \left(1 - \frac{1}{\omega}\right)\varepsilon_f + \frac{2G_F}{h\omega f_t} \tag{3.47}$$

dans laquelle $G_F$est l'énergie d'ouverture de fissuration ; ω indique la position du changement de la pente par un rapport entre la contrainte à cette position et f_t. Selon le Model Code 1990 (CEB-FIB, 1993), pour les bétons, ce paramètre vaut entre 0,15 et 0,30.

A partir des équations (3.45) et (3.47), on note que le radoucissement de cette courbe est dépendant de la taille de la bande dont la rupture est considérée. Dans notre cas d'étude, pour la modélisation aux éléments finis, la courbe de comportement en traction doit être adaptée à la taille des éléments du maillage choisi enfin d'assurer un niveau de dissipation d'énergie adéquat. Ceci est simple quand on a une taille unique pour tous les éléments du maillage. Or, en réalité, la taille d'éléments est souvent variée. Plus on s'éloigne de la zone d'étude des contraintes, plus on utilise des éléments de grandes tailles afin de diminuer le nombre d'éléments et donc le temps de calcul. Pour résoudre ce problème, une subroutine a été développée et implémentée dans le logiciel Abaqus, permettant d'ajuster automatiquement la courbe de comportement à la taille de l'élément. Afin de vérifier l'approche de la rupture par un modèle à bande cohésive et de valider la subroutine développée, des essais de flexion en

trois points ont été modélisés. Les résultats à l'issue de cette modélisation ont été comparés aux résultats expérimentaux. Cette étude est présentée dans le paragraphe qui suit.

2.2.2.2. Paramétrage et validation du comportement en traction par des essais « numériques » de flexion en trois points

L'énergie d'ouverture de fissuration peut être déterminée à partir d'essais standards, en particulier les essais de flexion en trois points. Sur la base de nombreux travaux pour les bétons, le Model Code 1990 (CEB-FIB, 1993) a proposé une formule empirique permettant ainsi de calculer l'énergie d'ouverture de fissuration des bétons (§2.2.2.1). On peut se demander si cette formule est valable pour les coulis de ciments où les travaux sont plus rares. Or, d'après les travaux de Xu & Zhu (2009) et Padevět & Zobal (2012), l'énergie d'ouverture de fissuration des coulis de ciment s'avère beaucoup moins importante que celle des bétons. Nous avons donc réalisé une étude sur des essais de flexion en trois points sur des coulis de ciment afin de déterminer des paramètres pour ce type de matériau.

Présentation générale des essais de flexion en trois points & détermination des paramètres

Les essais de flexion en trois points de Xu & Zhu (2009) ont été réalisés sur des poutres entaillées de 3 tailles différentes (Figure 73) avec un coulis de ciment ayant un ratio E/C=0,45 et une résistance en compression simple de 42,5MPa.

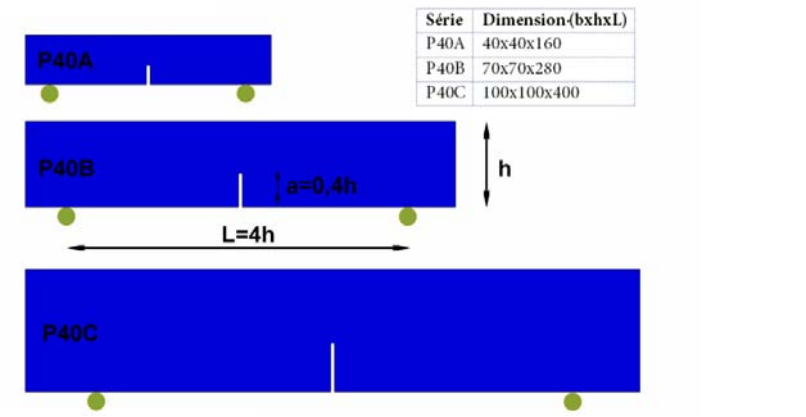


Figure 73 Essais de flexion en trois points de Xu & Zhu (2009)

Les résultats expérimentaux donnent une énergie d'ouverture de fissuration pour ce type de coulis de ciment, G_F =20 N/m. Cette valeur est cohérente avec les travaux similaires de Padevět & Zobal (2012). De plus, en appliquant le modèle d'effet d'échelle non-linéaire de Planas et al. (1997), l'énergie de propagation de la fissuration est de Gf=4,5N/m (§ 2.2.2.1). Cette énergie pour les coulis de ciment est environ 6 fois plus petite que celle des mortiers (ou bétons) calculée selon le Model Code 1990 (CEB-FIB, 1993) par les formules (3.43) et (3.44) pour la même résistance en compression simple. Cela serait dû au fait que la taille de grains joue un rôle important dans la fissuration : plus elle est grande, plus elle entrave la fissuration et l'énergie d'ouverture de fissuration augmente.

Les paramètres du modèle de comportement du coulis de ciment utilisé par Xu & Zhu (2009) sont résumés dans Tableau 15.

Tableau 15 Paramètres du modèle de comportement en traction du coulis de ciment de Xu & Zhu (2009)

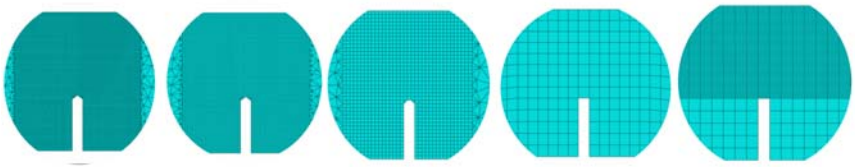
Paramètres	Valeurs	Détermination
E (GPa)	10,0	Valeur typique pour coulis de ciment
v	0,2	Valeur typique pour coulis de ciment
fc (MPa)	42,5	Caractéristique du coulis
ft (MPa)	3,5	Formule ft =0,09xfc
G_f (N/m)	4,5	Déterminé selon modèle d'effet d'échelle de Planas et al. (1997)
G_F (N/m)	20,0	Déterminé par (Xu & Zhu 2009) en se basant sur la relation force-déplacement
l_{ch} (mm)	3,67mm	Formule (3.42)

Etude de la dépendance à la taille d'éléments

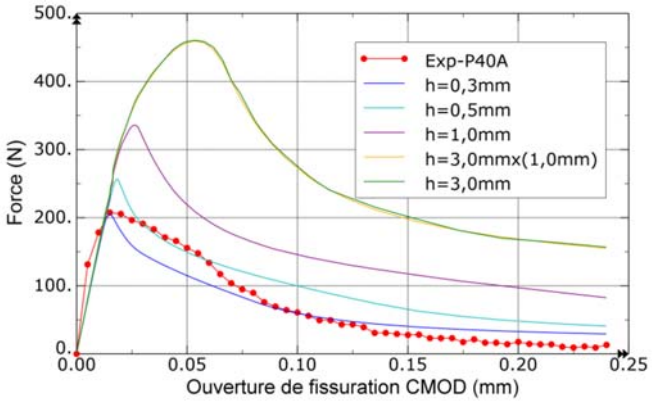
Comme expliqué dans le paragraphe précédent, l'approche énergétique par le modèle de bande cohésive implique une dépendance de la courbe de comportement en traction à la taille de l'élément considéré. L'utilisation d'une même courbe de comportement quelle que soit la taille de l'élément a des conséquences comme illustré sur la Figure 74. Cette figure présente les résultats de la modélisation numérique de l'essai en flexion 3 points sur la poutre P40A de Xu & Zhu (2009). La courbe de comportement en traction a été définie selon les formules (3.45) et (3.47) pour une taille d'élément de h=0,3. La simulation numérique a alors été effectuée pour différents maillages carrés (h=0,3mm ; h=0,5mm ; h=1,0mm ; h=3,0mm) et rectangulaires (h=3,0mm(x1,0mm)). On note bien une bonne correspondance entre les résultats expérimentaux et numériques lorsque la taille d'élément du maillage est égale à la taille prise pour l'évaluation de la courbe de comportement (h=0,3mm). De plus, sur la base de ces résultats, on peut effectivement constater que plus la taille de l'élément est grande, plus l'énergie dissipée est importante, et plus la résistance de la structure est donc surestimée.



(a) Maillage de la poutre P40A



(a) Zoom sur la zone entaillée avec différents maillages



(b) Résultats de la modélisation numérique

Figure 74 Dépendance du comportement à la taille d'élément discrétisé.

Dès lors, il s'avère impératif d'adapter la courbe de comportement en traction à la taille de l'élément dans le modèle numérique. Cela a été effectué via la subroutine USDFLD (ou VUSDFLD), que nous avons implémentée dans le logiciel Abaqus. Les Figure 75 et Figure 76 présentent les résultats de cette nouvelle modélisation numérique avec différents types de maillage (Figure 75 : éléments rectangulaires et Figure 76 : éléments triangulaires) de différentes tailles. On montre ainsi que l'adaptation des courbes de comportement à la taille de l'élément permet que l'énergie dissipée dans l'élément soit correcte et les résultats expérimentaux soient bien reproduits. Il faut cependant noter que, quand la taille de l'élément h devient importante par rapport à la longueur caractéristique l_{ch} (exemple : h=3,0mm vis-à-vis l_{ch} =3,67mm), l'écart est plus important car le profil des contraintes le long de la ligne de rupture n'est plus précis. Or pour des structures de grande taille, la discrétisation en éléments finis est souvent proportionnelle à leur dimension afin de réduire le temps de calcul. Dans notre cas, nous suggérons d'utiliser des éléments pour le maillage dont la taille reste inférieure à $l_{ch}/3$.

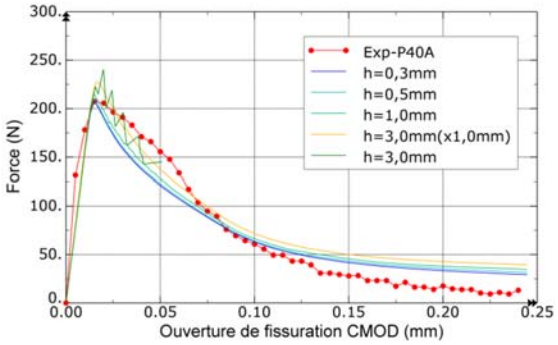


Figure 75 Adaptation de la courbe de comportement à la taille d'élément – maillage rectangulaire

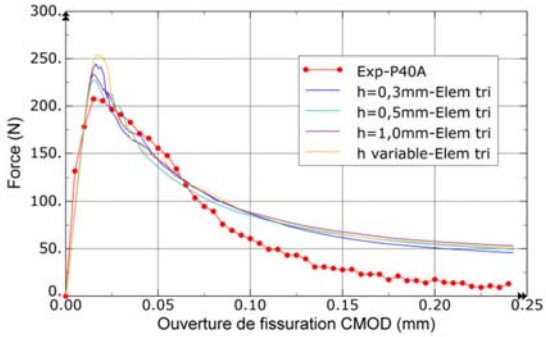


Figure 76 Adaptation de la courbe de comportement à la taille d'élément – maillage triangulaire

Etude de la capacité du modèle à bande cohésive (CBM) dans la reproduction de l'effet d'échelle

La modélisation numérique a été effectuée pour des poutres de différentes tailles (P40A, P40B, P40C) afin de d'étudier la capacité du modèle CBM dans la reproduction de l'effet d'échelle. La Figure 77 présente les courbes de comportement force-ouverture de fissuration CMOD de la modélisation numérique et les compare avec l'expérimentation. On peut observer que la modélisation reproduit assez fidèlement l'effet d'échelle.

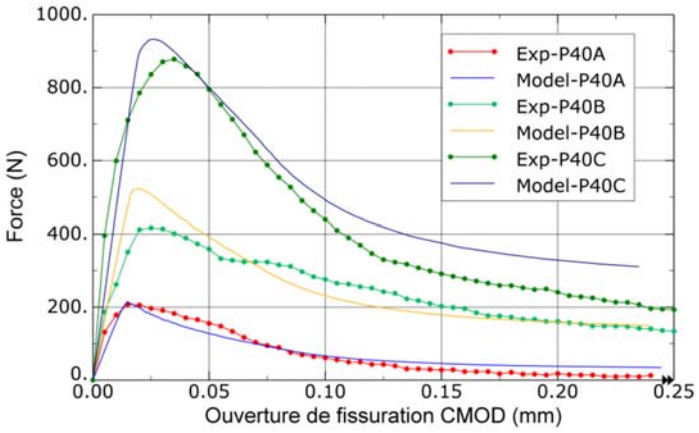


Figure 77 Courbes de comportement pour poutres de différentes tailles

2.2.2.3. Justification de l'épaisseur de la bande cohésive pour un modèle axisymétrique par modélisation numérique

L'étude bibliographique dans la partie 2.1.1 du chapitre 2 a mis en évidence deux types de fissuration au sein du matériau de scellement lors de la sollicitation de l'ancrage en traction (Figure 28). Pour une modélisation numérique en axisymétrie, l'épaisseur de bande cohésive pour chacun de ces deux types de fissuration est différente:

- Le premier type de fissuration se développe localement au niveau des verrous et est causé par les « dents » de la barre d'acier et intervient très tôt lors du chargement.

Cependant ces microfissures ne conduisent pas à une rupture globale de l'ancrage car elles se ferment et le matériau de scellement continue à résister au cisaillement (comportement stable). Ce type de fissuration peut être modélisé en utilisant une épaisseur de bande cohésive égale à la taille des éléments du modèle.

- Le deuxième type de fissuration est causé par la dilatance de l'interface barre-scellement et génère des fissures longitudinales sur un nombre limité de plans de rupture. Ce type de fissuration est instable et peut conduire à une rupture globale de l'ancrage. Ce type de fissuration ne peut pas être modélisé en axisymétrie mais il peut être pris en compte en considérant une épaisseur de bande cohésive égale au périmètre des éléments divisé par le nombre des plans. Cela a été démontré par Noghabai (1995) et Nielsen & Bicanic (2002) de la manière suivante :

  Si on considère un cylindre soumis à une pression interne qui génère une fissuration sur n plans comme illustré sur la Figure 78, l'extension circonférentielle est due à l'ouverture des fissures et à l'allongement élastique des blocs entre les fissures. Elle est donc calculée selon la formule :

$$2\pi u_r = n\, w_r + 2\pi r \times \frac{\sigma_{wr}}{E} \rightarrow u_r = \frac{n}{2\pi} w_r + r \times \frac{\sigma_{wr}}{E} \tag{3.48}$$

  où n est le nombre de plans de fissuration et w_r est l'ouverture de la fissure pour chaque plan de rupture.
  La déformation orthoradiale est alors calculée selon la relation :

$$\rightarrow \varepsilon_\theta = \frac{u_r}{r} = \frac{n}{2\pi r} w_r + \frac{\sigma_{wr}}{E} = \frac{n}{2\pi r} \times \frac{2G_f}{f_t} + \frac{\sigma_{wr}}{E} \tag{3.49}$$

  Si on compare cette équation avec l'équation (3.45), l'épaisseur de la bande cohésive est équivalente à $h_{eq} = 2\pi r/n$, qui représente l'espacement entre les plans de rupture. Comme la fissuration longitudinale se fait sur un nombre limité de plans (de 1 à 2, d'après Nielsen & Bicanic (2002), cette épaisseur est grande par rapport à la taille des éléments vis-à-vis de laquelle le modèle de comportement en traction est callé. Cela conduit à un endommagement plus sévère que la réalité.

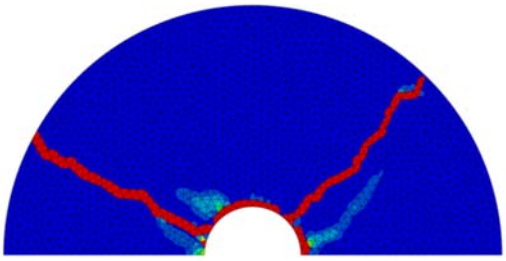


Figure 78 Rupture d'un cylindre soumis à une pression interne

Pour valider cette analyse, nous avons réalisé une modélisation d'un cylindre de béton utilisé dans les essais de Benmokrane et al. (1995) soumis à une dilatance par :

- un modèle en 2D représentant la coupe transversale du cylindre et pour lequel le comportement radoucissant a été adapté aux différentes tailles d'élément (h=1mm ; 1,5mm ; 2,0mm et 3,0mm).

- un modèle en axisymétrie représentant la coupe verticale du cylindre et pour lequel le comportement radoucissant a été adapté au périmètre avec différents nombres de plan de rupture (n=2 ; 4 ; 10 ; 20 ; 50).

Les courbes de comportement pression interne en fonction de la dilatance des deux modèles ont été tracées et comparées (Figure 79). On peut observer que les deux modèles donnent des résultats similaires (pour n=2 ;4) avec une pression interne limite à la rupture de l'ordre de 15MPa.

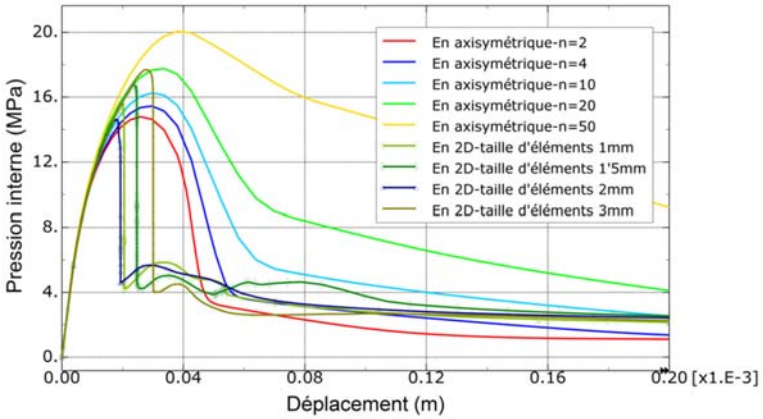


Figure 79 Modélisation d'un cylindre soumis à une dilatance interne : comparaison entre modèles 2D

Par conséquent l'existence de deux épaisseurs de bande cohésive à considérer dans un modèle en axisymétrie rend la modélisation difficile. Si on adapte le radoucissement à la taille d'élément, on augmente artificiellement l'énergie de fissuration pour le deuxième type de fissuration. Inversement, si on adapte le radoucissement à la portion de périmètre entre 2 fissures, on diminue artificiellement l'énergie de fissuration pour le premier type de fissuration.Pour cette raison, dans la modélisation des essais d'arrachement, nous avons fait les choix suivants :

- Pour des essais d'arrachement sous une contrainte de confinement constante, la méthode d'adaptation à la taille d'éléments a été utilisée car :
  - étant donné que l'épaisseur du coulis de ciment est faible (de l'ordre de 20mm), la contribution de l'énergie de fissuration à la pression limite est petite (Nielsen & Bicanic 2002) ;
  - comme il y a toujours une pression de confinement constante à l'extérieure du coulis, il n'a pas de rupture brutale de l'ancrage.
- Pour des essais d'arrachement sous une rigidité constante, si la rigidité du milieu encaissant est importante, il n'y a pas de fissuration de type 2 et la méthode d'adaptation à la taille d'élément a été utilisée. Si par contre cette rigidité est faible, la méthode d'adaptation au périmètre des éléments a été utilisée.

2.2.3. Rupture en compression du matériau de scellement

2.2.3.1. Description de l'endommagement en compression

Il est souvent considéré conventionnellement que l'entrée en plasticité du comportement en compression est quand la contrainte atteint 0,4 fois la résistance en compression uniaxiale du matériau. La fonction d'écrouissage comprend donc un écrouissage positif avant le pic de résistance en compression uniaxiale et puis un écrouissage négatif après le pic avec diminution de la contrainte en compression.

(1) Comportement avant le pic

Selon le Model Code 1990 (Fib, 1993), pour les bétons et donc a priori pour d'autres matériaux cimentaires, la relation contrainte – déformation est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_c = -\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} f_c \quad pour\ des\ valeurs\ \varepsilon < \varepsilon_{c1} \tag{3.50}$$

avec :

$\eta = \varepsilon/\varepsilon_{c1}$ où ε_{c1} est la déformation correspondante au pic ;

$k = E_{ci}/E_{c1}$, le rapport entre le module de Young initial et le module sécant au pic. Ce rapport est compris entre 1,5 et 2 pour les coulis de ciment, d'après les essais d'Hyett et al. (1995).

Afin de conserver la courbe contrainte – déformation dans la continuité de la phase élastique, nous avons proposé de modifier légèrement la courbe en redéfinissant $\eta = (\varepsilon - \varepsilon_0)/(\varepsilon_{c1} - \varepsilon_0)$ avec ε_0, la déformation à la limite élastique.

(2) Comportement post-pic.

Le comportement post-pic en compression est également lié à l'apparition et au développement de bandes de cisaillement/écrasement localisées dans le matériau (Jansen & Shah, 1997; Carpinteri et al., 2011). La localisation de la rupture en compression impose a priori que la relation contrainte – déformation soit dépendante de la taille de l'échantillon testé. Pour décrire la rupture localisée en compression du matériau, il est possible d'avoir recours à une approche énergétique similaire à celle utilisée pour le comportement en traction, sur la base de l'énergie de rupture en compression appelée « énergie d'écrasement » G_c (Krätzig & Pölling, 2004 ; Carpinteri et al., 2011). Cependant Jansen & Shah (1997) et Carpinteri et al. (2011) trouvent que la courbe de comportement, contrainte en compression σ_c en fonction, cette fois, du déplacement de la zone endommagée, appelée « interpénétration » w_c, est indépendante de la taille des échantillons testés (Figure 80). Cette courbe de comportement $\sigma_c - w_c$ chute de sa valeur maximale vers une valeur résiduelle de l'ordre de 0,1xfc pour $w_c \approx 1 - 2mm$. La surface hachurée sur la Figure 80 définit l'énergie d'écrasement G_c qui varie entre 20 à 50 N/mm selon la nature du matériau (Carpinteri et al., 2011). La courbe de comportement post-pic a ainsi été décrite par la formule:

$$\sigma_c = \frac{f_c}{1 + (a.w_c)^b} \tag{3.51}$$

avec

a, paramètre du matériau dépendant du rapport f_c/G_c : $a = 1{,}18 f_c/G_c$;

b, paramètre constant indépendant du matériau ($b = 1{,}67$, selon Carpinteri et al., 2011).

La relation contrainte – déformation, illustrée à la Figure 80, peut alors être obtenue en convertissant le déplacement en déformation par la relation suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_1 + \frac{w_c}{L_c} \tag{3.52}$$

dans laquelle :

ε_{el} est la déformation élastique dans l'échantillon, déterminée en fonction de la contrainte appliquée ;

ε_1 est la déformation plastique irréversible avant-pic ;

L_c , appelée « longueur caractéristique en compression », est la longueur soumise à la compression représentant la dimension de la structure. Dans le cas des essais en compression uniaxiale, elle est égale à la hauteur d'échantillon si l'élancement d'échantillon est inférieur à 2,0.En effet, selon Mier et al. (1997), au-delà de cet élancement, la rupture de l'échantillon est causée par l'instabilité géométrique et non par la plastification ou l'endommagement. Dans le cas des ancrages, cette longueur caractéristique peut être prise égale à la longueur de la bielle en compression prise égale à $\sqrt{2}$ fois l'épaisseur du scellement.

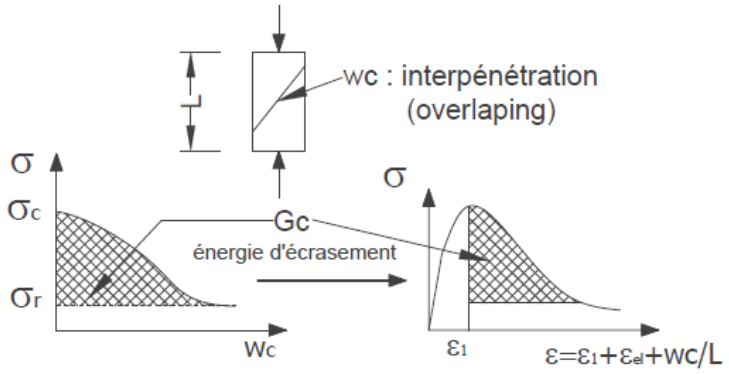


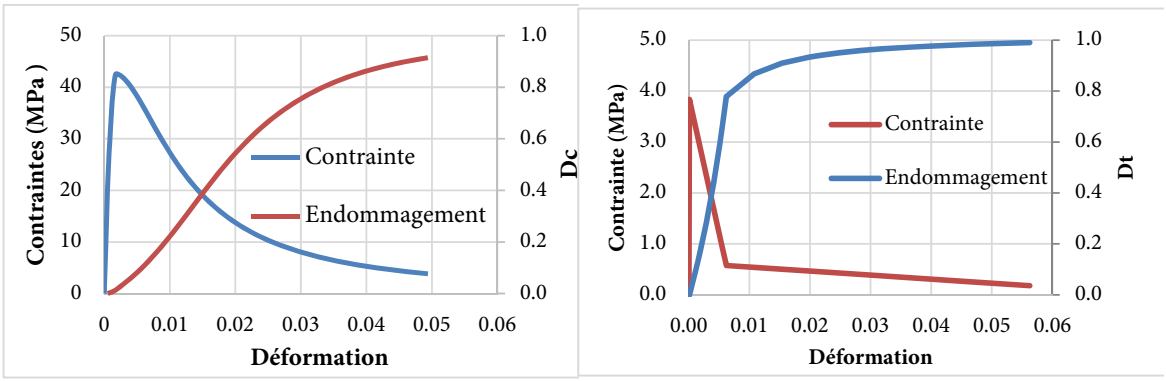
Figure 80 Conversion de la courbe contrainte - déplacement en compression en courbe contrainte – déformation (d'après Jansen et al., 1997 ; Krätzig & Pölling, 2004 ; Carpinteri et al., 2011)

2.2.3.2. Paramétrage et validation du comportement en compression par des essais « numériques » en compression simple

Dans cette partie, des essais en compression simple réalisés sur des échantillons de béton ayant une résistance en compression de 42,6MPa (Carpinteri et al., 2011) ont été modélisés. Le Tableau 16 résume des paramètres du modèle CDP utilisés pour la modélisation. A partir de ces paramètres, les relations de la contrainte et de la variable d'endommagement en fonction de la déformation pour les comportements en compression et en traction sont tracées et présentées à la Figure 81.

Tableau 16 Paramètres du modèle CDP pour le béton des essais de Carpinteri et al., (2011)

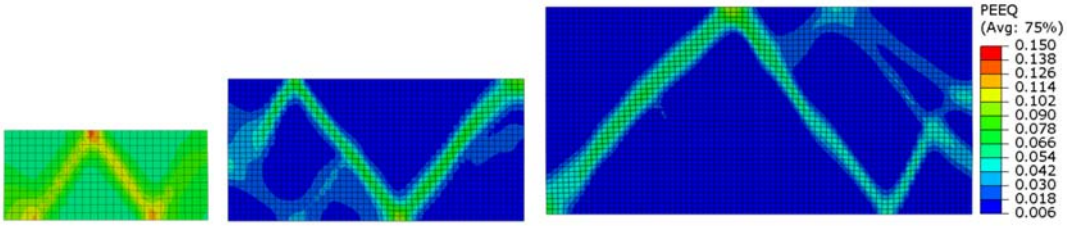
Paramètres	Unité	Valeur	Détermination (référence)
Eci	[GPa]	41,0	D'après Model Code 1990 (CEB-Fib, 1993)
υ	[ ]	0,25	D'après Model Code 1990 (CEB-Fib, 1993)
Ec1	[GPa]	23,43	D'après Model Code 1990 (CEB-Fib, 1993)
fc	[MPa]	42,6	D'après Carpinteri et al. (2011)
fr	[MPa]	4,26	D'après Carpinteri et al. (2011): fr=0.1xfc
ft	[MPa]	3,8	D'après Model Code 1990 (CEB-Fib, 1993): ft = 0.09xfc
Gf	[Nmm/mm²]	0,028	D'après Model Code 1990 (CEB-Fib, 1993): G_F=0,025x(fc/10)^{0,7} et G_f=G_F/2,5
Gc	[Nmm/mm²]	18,28	D'après Carpinteri et al. (2011)
Lt	[mm]	2,0	Taille d'éléments du maillage choisi
Lc	[mm]		Hauteur de l'échantillon selon essai
a	[ ]	2,75	D'après Carpinteri et al. (2011)
b	[ ]	1,67	D'après Carpinteri et al. (2011)
μ_t	[ ]	0,992	Valeur déterminée
μ_c	[ ]	0,980	Valeur déterminée
ψ	[°]	13,0°	Pour les bétons d'après Vermeer et de Borst (1984)
e	[ ]	0,1	Valeur proposée par Abaqus (2012) par défaut



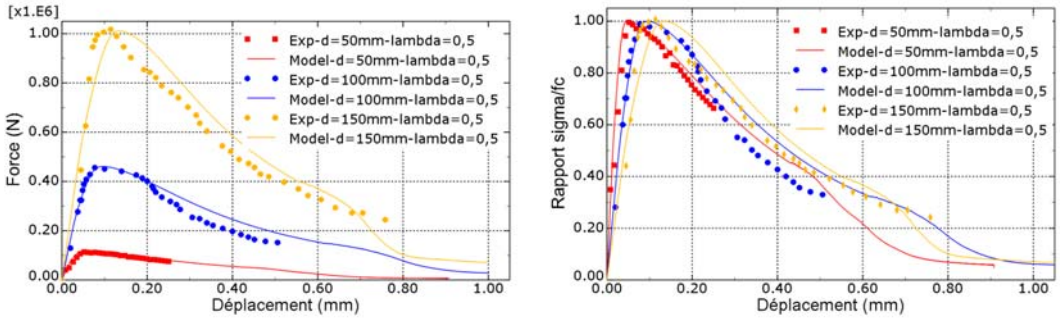
(a) Comportement en compression (b) Comportement en traction

Figure 81 Contrainte et variable d'endommagement
en fonction de la déformation en compression et en traction

La modélisation a été faite pour un état plan de contrainte. Les Figure 82a,b présentent les résultats de la modélisation numérique pour des échantillons ayant un élancement de 0,5 pour des largeurs de 50mm, 100mm et 150mm. Sur la Figure 82a, on peut observer que la rupture dans les échantillons se fait effectivement par bande de cisaillement. Sur la Figure 82b, la comparaison des courbes de comportement à l'issue de ces modélisations avec les courbes expérimentales montre une bonne concordance entre elles.



(a) Mécanismes de rupture

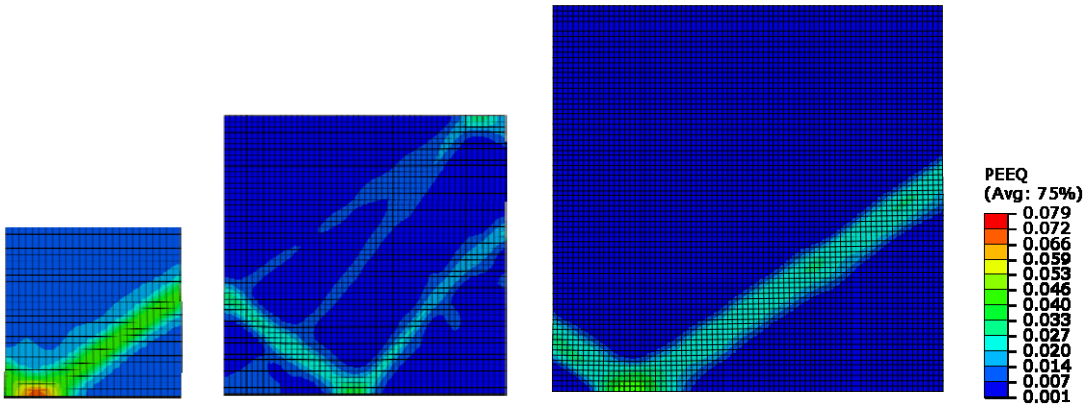


(b) Courbes de comportement

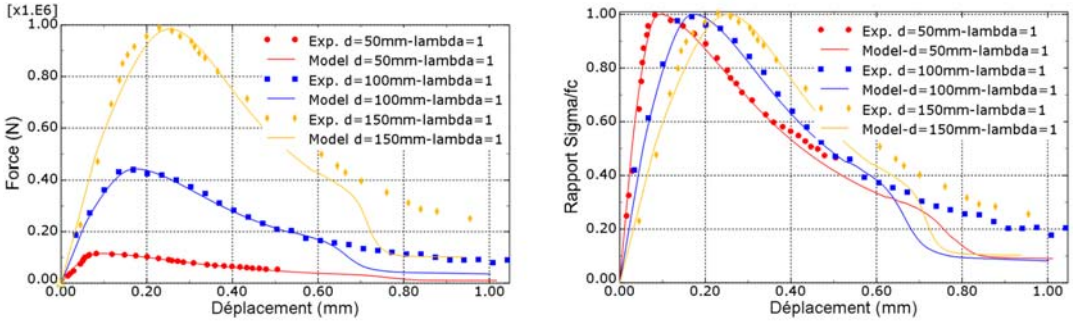
Figure 82 Résultats de la modélisation des essais en compression
pour échantillons ayant un élancement de 0,5 avec différentes dimensions

Des simulations supplémentaires ont été réalisées pour des échantillons ayant un élancement de 1 pour une largeur de 50mm, 100mm et 150mm. Les résultats sont présentés sur la Figure 83 (a - mécanismes de rupture; b - courbes de comportement). De nouveau, la modélisation numérique reproduit fidèlement les résultats expérimentaux.

Sur la base de ces résultats, on peut conclure que l'approche par énergie d'écrasement est bien adaptée pour décrire le comportement en compression pour des échantillons de différentes tailles.



(a) Mécanismes de rupture



(b) Courbes de comportement

Figure 83 Résultats de la modélisation des essais en compression
pour échantillons ayant un élancement de 1,0 avec différentes dimensions

2.3. Résumé du modèle CDP : paramètres du modèle

Le Tableau 17 résume les paramètres du modèle CDP à utiliser pour les coulis de ciment. Les propriétés mécaniques peuvent être déterminées à partir des essais standards de caractérisation. A défaut, on peut se référer aux études expérimentales mentionnées.

Tableau 17 Résumés des paramètres du modèle CDP

Paramètres			**Unité**	**Valeur typique**	**Détermination**
Elasticité	Module d'Young	E_{ci}	[GPa]	10,0-15,0	D'après Hyett et al. (1992) (pour E/C entre 0,35-0,5)
	Coefficient de Poisson	ν	[ ]	0,25	
Surface de plasticité	Module sécant au pic	E_{c1}	[GPa]	6,0-9,0	
	Résistance au pic en compression	f_c	[MPa]	30,0-60,0	
	Résistance résiduelle en compression	f_r	[MPa]	0,1xfc	D'après Carpinteri et al. (2011):
	Résistance en traction	f_t	[MPa]	0,09xfc	D'après Model Code 1990 (CEB-Fib, 1993) et Hyett et al. (1992)
	Angle de frottement (ou Kc)	ϕ (K_c)	[°] ([ ])	20,0-30,0 (0,850-0,745)	D'après Hyett et al. (1992); Moosavi et al. (2003) ; Kc calculé selon la formule (3.22)
	Rapport fb/fc	f_b/f_c	[ ]	1,12-1,16	D'après Kupfer (1969) pour les bétons
Fonctions d'écrouissage	Energie de propagation de fissuration	G_f	[Nmm/mm²]	0,0045	D'après les travaux de de Xu & Zhu (2009) et Padevět & Zobal (2012)
	Energie d'écrasement	G_c	[Nmm/mm²]	Gc/fc=1,96	D'après Carpinteri et al. (2011): pour les mortiers
	Longueur caractéristique en traction	L_t	[mm]		Epaisseur de la bande cohésive
	Longueur caractéristique en compression	L_c	[mm]		Longueur de la bielle en compression
	Coefficient a	a	[ ]	1,18Gc/fc	Selon Carpinteri et al. (2011)
	Coefficient b	b	[ ]	1,67	Selon Carpinteri et al. (2011)
Endommagement	Rapport $\varepsilon_{pl}^t/\varepsilon^t$	μ_t	[ ]		Endommagement dt = 0,85 à 0,15 ft après la rupture
	Rapport $\varepsilon_{pl}^c/\varepsilon^c$	μ_c	[ ]		Endommagement dc = 0,90 à 0,10 fc après la rupture
Potentiel plastique	Angle de dilatance	ψ	[°]	13,0°	D'après Vermeer & de Borst (1984) (pour les bétons)
	Excentricité	e	[ ]	0,1	Valeur par défaut proposée par Abaqus (2012)

3. Modèle numérique avec des verrous de l'interface barre-scellement

Dans la suite de ce travail, nous proposons de construire un modèle numérique d'un essai d'arrachement pour pouvoir étudier et modéliser le comportement de l'interface barre-scellement, tangentiel et radial. Les essais de Moosavi et al. (2005), à pression de confinement constante, ont servi de référence pour le développement du modèle numérique. L'aptitude du modèle à reproduire des essais d'arrachement a été validée par la modélisation des essais d'arrachement sous rigidité de confinement constante de Benmokrane et al. (1995).

3.1. Modélisation d'essais d'arrachement sous contraintes de confinement constantes

3.1.1. Description des essais de Moosavi (2005)

Ces essais d'arrachement ont été réalisés dans une cellule triaxiale de Hoek modifié. Ce dispositif comprend une cellule de confinement à l'intérieur de laquelle une portion de barre (Figure 84) est scellée. La longueur totale de l'échantillon est de 300mm. L'échantillon est serti dans deux anneaux métalliques servant d'attache dans la cellule. Du côté de l'application de l'effort de traction en tête de la barre, l'anneau est fixe et, côté opposé, l'anneau peut se déplacer dans la direction de l'axe de la barre. Une portion de tube PVC est mise en place à l'interface barre – scellement à chaque extrémité de l'échantillon pour limiter la longueur effective de barre scellée à 150mm (ou 100mm dans certains essais).

Plusieurs essais avec différents types de barre et de résistance du coulis de ciment ont été réalisés par Moosavi et al. (2005). Pour cette modélisation, les essais avec une barre en acier Fe500 de diamètre de 20mm et filetage discontinu (Figure 85) scellée dans un coulis de ciment d'une résistance en compression uniaxiale de 42MPa ont été considérés.

L'anneau métallique côté application de l'effort de traction étant fixe, le déplacement de la barre au cours de l'essai provient du seul glissement relatif à l'interface barre – scellement. Par ailleurs, en périphérie, des jauges de déformation ont été installées permettant de mesurer l'expansion radiale de l'échantillon cylindrique. Ces dernières mesures peuvent présenter un point de comparaison supplémentaire dans notre étude du comportement radial.

3.1.2. Géométrie, conditions aux limites et maillage

La géométrie de la barre n'est pas axisymétrique à l'échelle des verrous du fait de la présence de deux zones lissées le long de la barre et de la forme hélicoïdale des verrous. Cependant, dans cette modélisation, nous avons négligé ces écarts afin de considérer le problème comme étant axisymétrique. La Figure 86 présente ainsi la géométrie axisymétrique retenue. La barre d'acier a été modélisée avec la géométrie réelle des verrous (Figure 85). Le coulis de ciment a été représenté avec une épaisseur de 20mm et une longueur effective de scellement de 150mm.

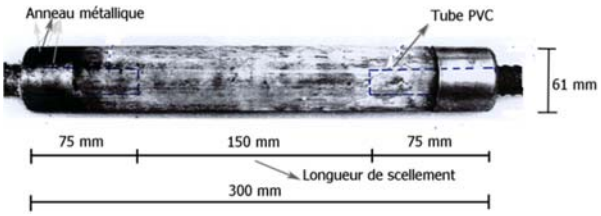


Figure 84 Echantillon d'essai

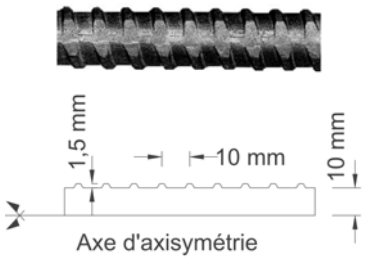


Figure 85 Géométrie de la barre d'acier

La Figure 86 présente le modèle axisymétrique de l'essai d'arrachement avec le chargement et les conditions aux limites. Les déplacements de l'anneau de sertissage en tête ont été bloqués. Le déplacement radial de l'anneau de sertissage en pied a été imposé égal à zéro. Une pression de confinement a été appliquée et gardée constante à l'extérieur de l'échantillon.

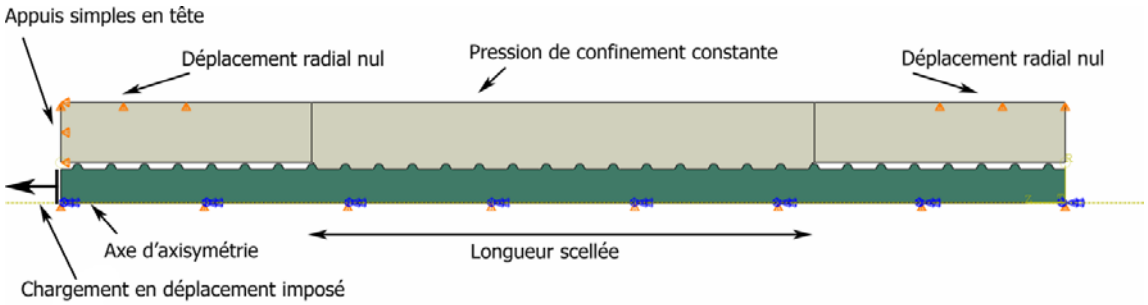


Figure 86 Géométrie et conditions aux limites du modèle.

Des éléments axisymétriques quadrilatéraux et des éléments triangulaires ont été utilisés, respectivement pour le maillage de la barre d'acier et du matériau de scellement. Pour assurer une bonne précision des résultats au niveau de l'interface barre-scellement, la zone dans le scellement aux alentours de l'interface a été finement discrétisée avec des éléments de dimension de l'ordre de 0,3mm. La Figure 87 représente la vue d'ensemble du maillage avec un zoom au niveau de l'interface. Le maillage présenté comporte 14 000 nœuds.

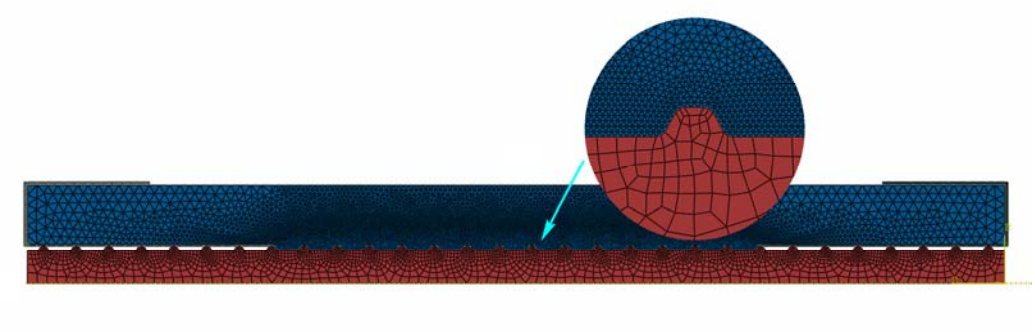


Figure 87 Maillage des essais de Moosavi et al. (2005)

3.1.3. Paramètres des modèles de comportement des matériaux et du contact

Comportement du contact acier – matériau de scellement

Le contact entre l'acier et le matériau de scellement a été modélisé par un comportement purement frottant en négligeant la cohésion entre l'acier et le coulis de ciment formée lors de la prise du ciment. En effet, selon Fib (2000), cette cohésion représente moins de 20% de la résistance totale. Le coefficient de frottement acier-coulis de ciment a été pris égal à 0,4 en référence aux travaux dans le béton armé (Davidovici, 1995).

Comportement de l'acier

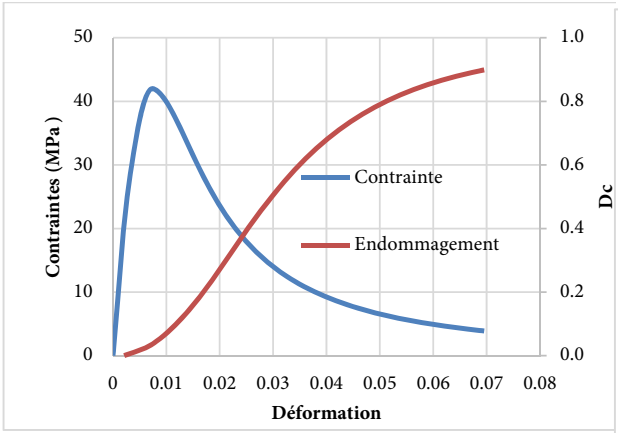
Le comportement de l'acier a été représenté par un modèle élastique parfaitement plastique sachant que le niveau de sollicitation dans le cas d'un essai d'arrachement sur barre courte ne permet pas d'attendre la limite élastique de l'acier. La nuance d'acier de la barre étant Fe500, la limite élastique f_{el} a été prise égale à 500MPa et le module de Young, à 200GPa. Le taux d'allongement en traction à la rupture a été pris, de manière classique, égal à 5% (NF EN 1992-1-1).

Comportement du coulis de ciment

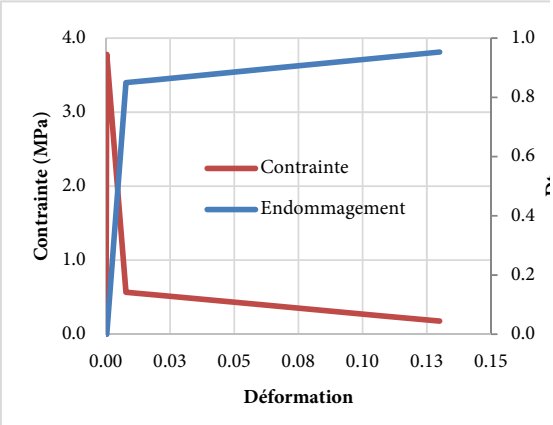
Le Tableau 18 présente les paramètres du modèle CDP pour le coulis de ciment utilisé dans les essais de Moosavi et al. (2005). Ce dernier a une résistance en compression de 42,0MPa. Les autres propriétés mécaniques sont récapitulées dans le Tableau 18. A partir de ces paramètres, les courbes de comportement en compression et en traction sont tracées et présentées à la Figure 88.

Tableau 18 Paramètres du modèle CDP pour le coulis de ciment des essais de Moosavi et al. (2005)

Paramètres		Unité	Coulis	Détermination
Module d'Young	E_{ci}	[GPa]	10,0	D'après Hyett et al. (1992)
Coefficient de Poisson	ν	[ ]	0,25	D'après Hyett et al. (1992)
Module sécant au pic	E_{c1}	[GPa]	6,9	D'après Hyett et al. (1992)
Résistance au pic en compression	f_c	[MPa]	**42,0**	Valeur mesurée
Résistance résiduelle en compression	f_r	[MPa]	4,2	d'après Carpinteri et al. (2011):
Résistance en traction	f_t	[MPa]	3,8	Valeur mesurée
Angle de frottement	ϕ	[°]	33,0	D'après Hyett et al. (1992), Moosavi et al. (2003)
(ou Kc)	K_c	[ ]	0,,693	Valeur calculée
Rapport fb/fc	f_b/f_c	[ ]	1,12	D'après Kupfer (1969)
Energie de propagation de fissuration	G_f	[Nmm/mm²]	0,005	D'après les travaux de de Xu & Zhu (2009) et Padevět & Zobal (2012)
Energie d'écrasement	G_c	[Nmm/mm²]	21,4	Gc/fc=1,96 d'après Carpinteri et al. (2011)
Longueur caractéristique en traction	L_t	[mm]	0,3-1,0	
Longueur caractéristique en compression	L_c	[mm]	30,0	
Coefficient a	a	[ ]	2,31	Selon Carpinteri et al. (2011)
Coefficient b	b	[ ]	1,67	Selon Carpinteri et al. (2011)
Rapport $\varepsilon_{pl}^t/\varepsilon^t$	μ_t	[ ]	0,951	Valeur calculée
Rapport $\varepsilon_{pl}^c/\varepsilon^c$	μ_c	[ ]	0,950	Valeur calculée
Angle de dilatance	ψ	[°]	13,0	D'après Vermeer & de Borst (1984) (pour les bétons)
Excentricité	e	[ ]	0,1	Valeur par défaut



(a) Comportement en compression



(b) Comportement en traction pour la taille d'éléments 0,3mm

Figure 88 Contrainte et variable d'endommagement
en fonction de la déformation en compression et en traction

3.1.4. Chargement

L'ensemble a été chargé par un déplacement imposé en tête de la barre, avec une valeur maximale de 25mm qui correspond au déplacement maximal imposé par Moosavi et al. (2005) dans leurs essais.

Du fait de la complexité de la géométrie à l'interface barre – scellement, du comportement non linéaire des matériaux et des grandes déformations, il est difficile d'assurer la convergence numérique dans un calcul implicit. Il est alors nécessaire d'utiliser un schéma d'intégration explicite dans le temps (Abaqus/Explicit) (Abaqus, 2012). Pour cela, l'incrément de temps a été pris suffisamment petit pour assurer la condition de stabilité de Courant-Friedrichs – Lewy (Abaqus 2012). Afin de diminuer le temps de calcul tout en satisfaisant les conditions de stabilité requises dans Abaqus, l'incrément de temps a été augmenté en imposant une vitesse de chargement plus élevée que celle de l'essai conventionnel (NF P 94-444 2002). La simulation reste quasi-statique, l'énergie cinématique étant vérifiée très inférieure à l'énergie de déformation

3.1.5. Résultats de la modélisation numérique et analyses

3.1.5.1. Comparaison des courbes de comportement effort de traction-déplacement en tête

Pour tenir compte de la réduction de la résistance à l'interface réelle par la présence de deux zones lissées le long de la barre, nous avons appliqué un coefficient de réduction de 1,294, calculé pour $h_v = 1{,}5mm; d_b = 20mm$ sur la résistance de l'ancrage (Figure 60).

Sur la Figure 89, les courbes force de traction résultante - déplacement en tête de la barre sous différentes contraintes de confinement (M1 = 1,3MPa; M2 = 3,2MPa; M3 = 4,8 MPa ; M4 = 6,4 MPa) obtenues par la modélisation numérique sont tracées et comparées avec celles obtenues expérimentalement par Moosavi et al. (1995). Or quelle que soit la pression de confinement, l'allure est identique : l'effort appliqué en tête de la barre augmente jusqu'à une valeur de pic avant de suivre une phase de radoucissement jusqu'à une valeur résiduelle. La comparaison entre les valeurs numériques et expérimentales montre également une bonne concordance. La différence entre l'effort de pic mesuré et évalué numériquement est de l'ordre de 25%, ce qui reste acceptable car la dispersion des résultats expérimentaux est élevée (Moosavi et al. 2005). Toutefois, on note que les pentes initiales des courbes effort – déplacement diffèrent entre essais et modèles numériques produisant un décalage entre déplacements au pic observés expérimentalement et numériquement. Cela peut s'expliquer par le fait que la mesure précise du déplacement n'est pas facile expérimentalement.

Selon Moosavi et al. (2003), la contrainte résiduelle au cisaillement du coulis de ciment varie entre 3MPa à 10MPa pour des contraintes de confinement entre 2MPa à 10MPa, ce qui correspond pour nos essais à un effort résiduel de 28 kN à 94 kN. Ces valeurs sont comparables aux valeurs résiduelles obtenues expérimentalement et numériquement.

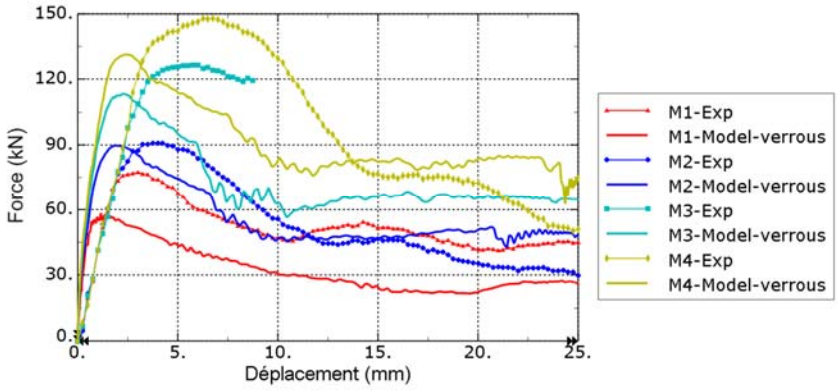


Figure 89 Courbes de comportement de l'ancrage sous différentes contraintes de confinement

En termes de déplacements radiaux à l'extérieur de l'échantillon, la Figure 90 présente les valeurs obtenues numériquement et les compare avec les résultats expérimentaux. On peut remarquer qu'au pic, les valeurs de la modélisation numérique sont proches des valeurs expérimentales, de l'ordre de 0,05mm. Cependant, après le pic, les valeurs issues de la modélisation numérique continuent à augmenter, alors qu'en réalité, elles n'augmentent plus, voire diminuent : il s'agit du phénomène de contractance. Le modèle de comportement choisi pour le matériau de scellement ne permet pas de reproduire ce phénomène.

d

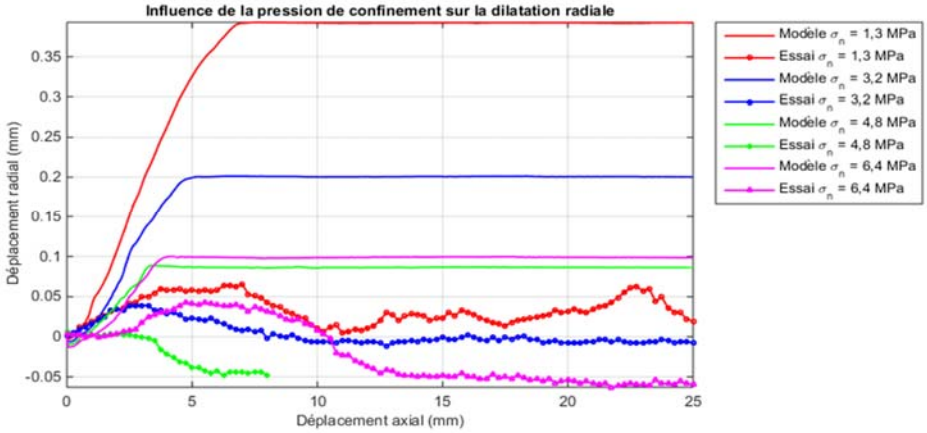


Figure 90 Déplacement radial à l'extérieur de l'échantillon sous différentes contraintes de confinement

3.1.5.2. Description des mécanismes de rupture à l'interface barre-scellement

Les Figure 91 et Figure 92 présentent les variables d'endommagement en traction d_t(DAMAGET), en compression d_c(DAMAGEC) et la déformation déviatorique plastique $\varepsilon_p(PE)$ dans le matériau, respectivement à l'instant t_1 (avant le pic de traction en tête) et à l'instant t_2 (au pic de traction en tête) pour l'essai à la pression de confinement de 3,2MPa. d_t et d_c représentent le degré de dégradation du module de Young, respectivement en traction et en compression. Quant à la déformation déviatorique plastique ε_p, elle donne une indication sur l'intensité de la déformation dans le matériau et donc sur la localisation des zones de rupture.

Il est observé sur la Figure 91a qu'avant le pic de traction en tête, des chemins de rupture potentielle en traction apparaissent au niveau des verrous. Leur orientation est comprise entre 45° et 80° par rapport à l'axe de chargement. D'après la Figure 91b, le scellement à l'avant des verrous est progressivement écrasé depuis la tête de la barre. A partir de la tête de la barre, des déformations plastiques se localisent en de fines bandes au niveau des dents de scellement entre les verrous (Figure 91c) laissant penser à une sollicitation en cisaillement.

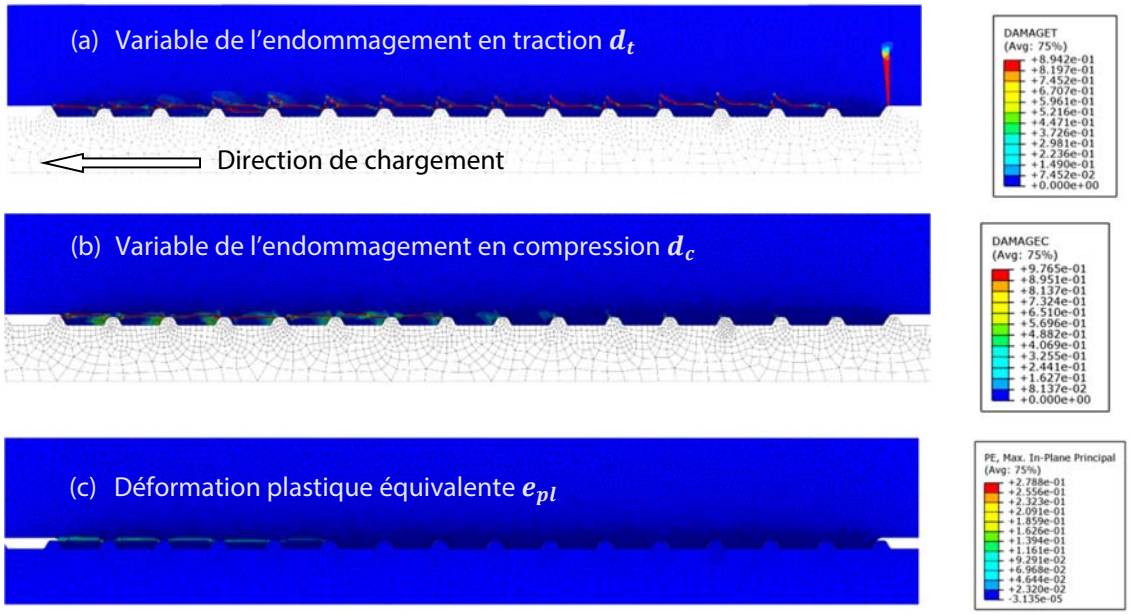


Figure 91 Diagrammes des variables de l'endommagement $\boldsymbol{d_t}$ et $\boldsymbol{d_c}$ et, de la déformation plastique équivalent $\boldsymbol{\varepsilon_{pl}}$ à l'instant $\boldsymbol{t_1}$ avant le pic ($\boldsymbol{\delta_1 \approx 0,5mm}$)

Au pic de traction en tête, des microfissures se sont propagées transversalement à travers le scellement au pied de la barre (Figure 92a). Cette rupture a effectivement été constatée expérimentalement (Figure 93). Le scellement à l'avant de tous les verrous de la barre d'acier est écrasé (Figure 92b). Une bande de cisaillement se développe dans le scellement sur une certaine épaisseur à la limite des verrous (Figure 92c).

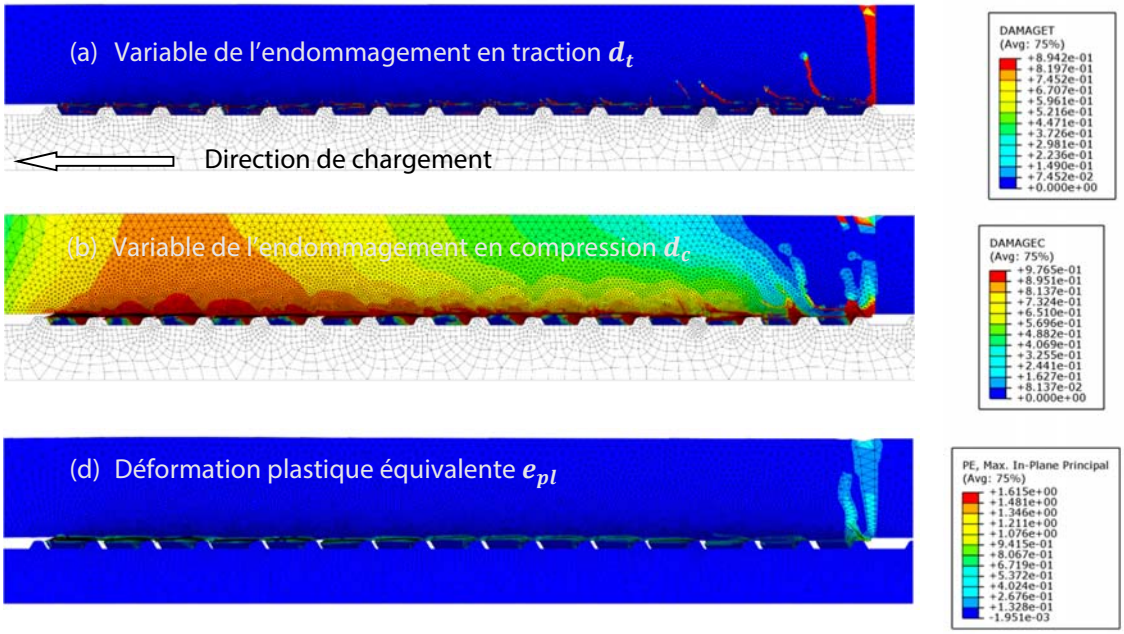


Figure 92 Diagrammes des variables de l'endommagement d_t et d_c et, de la déformation plastique équivalent ε_{pl} à l'instant t_2 au pic ($\delta_2 \approx 1,5mm$)

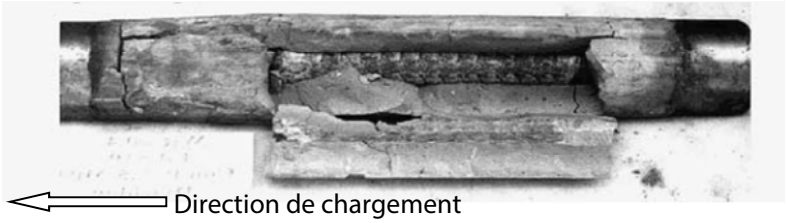


Figure 93 Rupture de l'ancrage sous une contrainte de confinement de 3,2 MPa

3.1.5.3. Etat de contraintes et de déplacements dans le scellement au cours des essais d'arrachement

La Figure 94 présente l'allure des contraintes à une distance de 2 fois la hauteur des verrous par rapport au diamètre minimal de la barre d'acier et moyennées sur une longueur de 9 cm dans la partie centrale de scellement, en fonction du déplacement en tête de la barre, sous différentes contraintes de confinement.

Les contraintes S11, S12, S22 et S33 sont les contraintes normale, tangentielle, axial et orthoradiale respectivement dans la cordonnée cylindrique.

La relation entre la contrainte normale S11 et la contrainte tangentielle S12 est représentée sur la Figure 95.

Sur la base de ces deux figures, on peut décrire le comportement à l'interface barre-scellement selon 4 phases de comportement découpées par les points Ai, Bi, Ci :

- de 0 aux points Ai : sous une faible déplacement, la contrainte de confinement est égale à une valeur initiale imposée par la pression de confinement. Cette phase de comportement correspond à comportement élastique de l'interface
- entre points Ai et Bi : suite au déplacement de la barre, la dilatance à l'interface fait décroître la contrainte de confinement S11, jusqu'à une certaine valeur. La contrainte tangentielle à l'interface diminue proportionnellement à celle-ci. On peut associer cette phase de comportement à un comportement plastique avec dilatance
- entre points Bi et Ci : au-delà du pic, la contrainte tangentielle commence à augmenter progressivement et se stabilise pour des valeurs proportionnelles aux contraintes de confinement S11 appliquées. Cette phase de comportement correspond à l'endommagement de l'interface
- après points Ci : contrainte tangentielle constante et proportionnelle à la contrainte normale. Il s'agit du comportement résiduel purement frottant

On peut assimiler le comportement observé à l'interface barre-scellement à un comportement cohésif endommageable avec frottement.

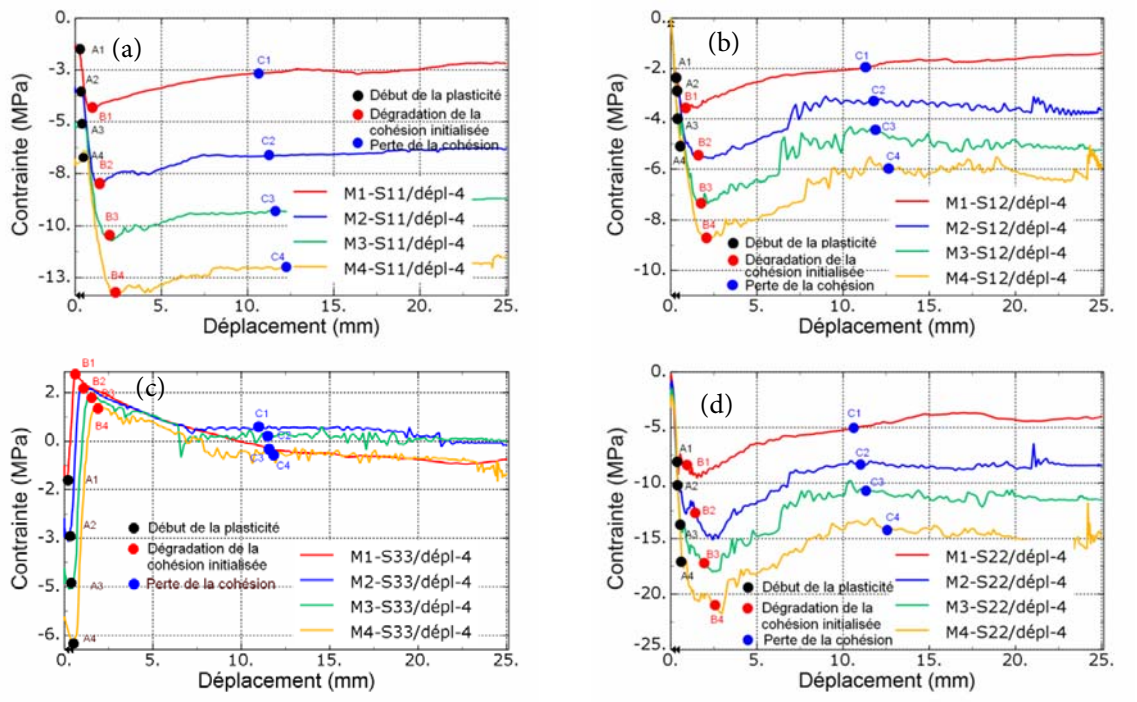


Figure 94 Evolution des contraintes dans les éléments de scellement (à une distance de 2 fois la hauteur des verrous par rapport au diamètre nominal de la barre) en fonction du déplacement en tête de la barre

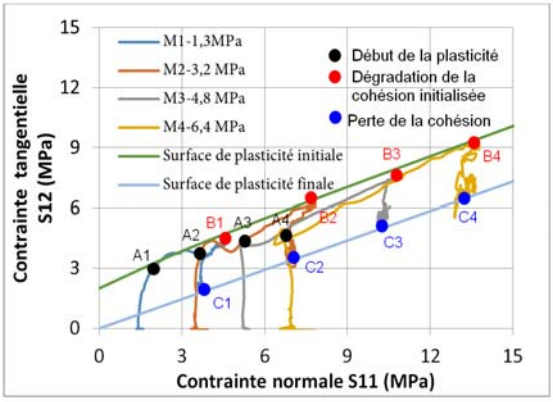


Figure 95 Relation entre la contrainte tangentielle et la contrainte normale dans les éléments de scellement (à une distance de 2 fois la hauteur des verrous par rapport au diamètre nominal de la barre)

La Figure 96 présente le déplacement radial moyen évalué pour ces mêmes éléments, en fonction du déplacement en tête du scellement. On peut voir que les déplacements radiaux de ces éléments sont très proches des déplacements obtenus à l'extérieur de l'échantillon (Figure 90). Cela se justifie par le fait que le déplacement généré par la déformation élastique de l'anneau de scellement est petit.

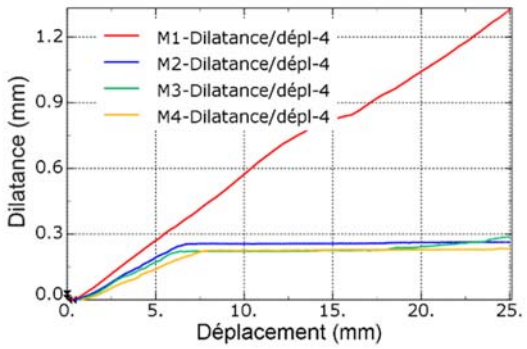


Figure 96 Déplacement radial à l'interface en fonction du déplacement en tête de la barre

En conclusion, le modèle numérique établi semble bien reproduire l'essai d'arrachement et permettre l'étude du comportement à l'interface barre-scellement. Nous l'avons testé sur des essais d'arrachement avec d'autres conditions-limites.

3.2. Modélisation d'essais d'arrachement sous rigidités de confinement constantes

3.2.1. Description des essais de Benmokrane et al. (1995)

Le principe du dispositif d'essai à l'arrachement de Benmokrane et al. (1995) est d'utiliser un cylindre en béton d'un diamètre de 200mm et d'une longueur de 340mm pour représenter la roche. A l'intérieur du cylindre en béton, un forage de diamètre de 38 mm est réalisé. Une barre d'acier ayant un diamètre nominal de 15,8 mm avec une hauteur des verrous de 1,1mm y est scellée au coulis de ciment pour différentes longueurs de scellement de 7 à 20 fois le diamètre de la barre.

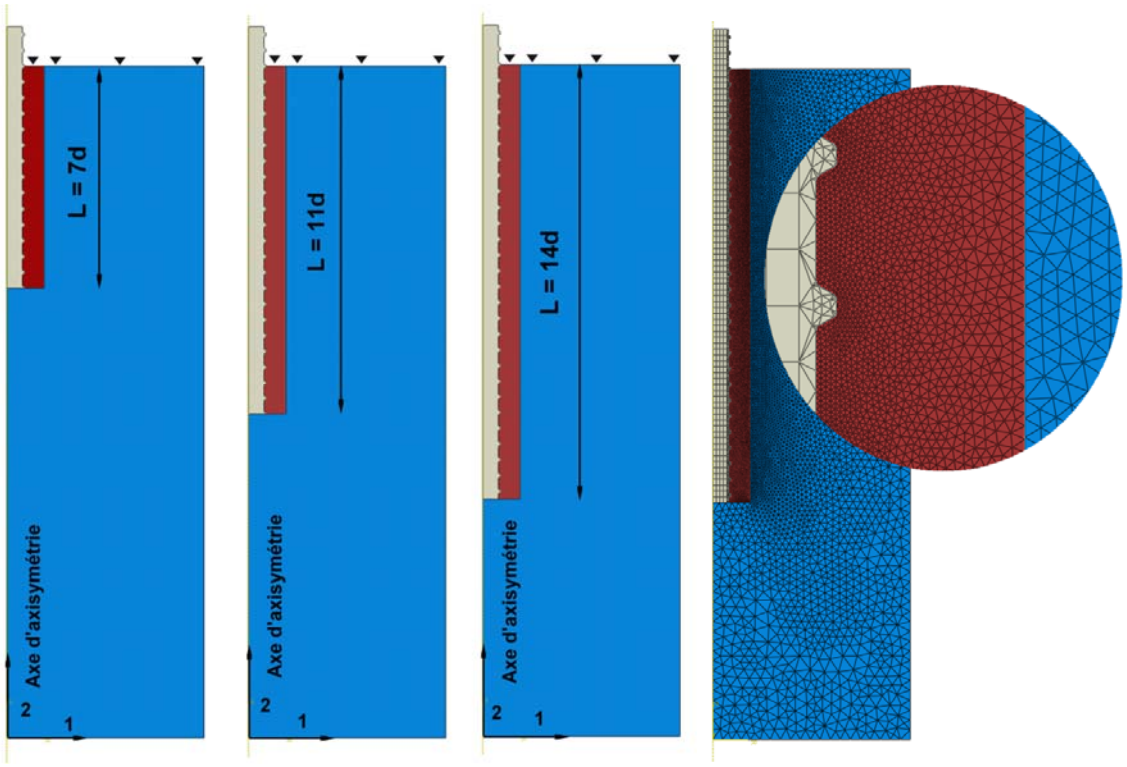
Dans notre modélisation, les essais réalisés avec le coulis CG6 (ratio E/C = 0,45 avec ajout de sable fin) sur trois longueurs de scellement L=7d, L=11d et L=14d ont été considérés.

3.2.2. Géométrie, conditions aux limites et maillage

La géométrie de la barre a été considérée comme axisymétrique malgré la présence de deux zones lissées le long de la barre et de la forme hélicoïdale des verrous. Les Figure 97a,b,c présentent la géométrie choisie pour les 3 essais modélisés.

Lors de la réalisation des essais d'arrachement, une plaque d'appui a été utilisée en tête de l'échantillon : tout déplacement axial en tête du bloc de béton et du coulis de ciment a donc été bloqué verticalement (Figure 97).

Le modèle a été discrétisé avec des éléments axisymétriques triangulaires et quadrilatéraux. La taille des éléments du coulis de ciment varie de 0,3mm (pour les éléments en contact avec les verrous) à 1,0mm (pour les éléments en contact avec la roche). La taille des éléments du bloc de béton varie de 1,0mm à 5,0mm. Un zoom sur le maillage est présenté sur la Figure 97d.



(a) L=7d (110mm) (b) L=11d (175mm) (c) L=14d (220mm) (d) Zoom sur maillage

Figure 97 Géométrie, conditions aux limites et maillage

3.2.3. Chargement

L'échantillon a été chargé par un déplacement imposé en tête de la barre, avec une valeur maximale de 25mm. La simulation des essais a été effectuée sous Abaqus/Explicit avec un incrément de temps suffisamment petit pour assurer la condition de stabilité de Courant-Friedrichs – Lewy (Abaqus 2012). Pour réduire le temps de calcul, nous avons utilisé une vitesse de chargement « numérique » de 0,1m/s tout en s'assurant que la simulation reste quasi-statique, l'énergie cinématique étant vérifiée très inférieure à l'énergie de déformation (<0,1%).

3.2.4. Paramètres des modèles de comportement des matériaux et de contact

Comportement du contact acier-matériau de scellement

Le contact entre l'acier et le matériau de scellement a été considéré comme purement frottant pour les raisons exposées précédemment (§3.1.2).

Comportement du contact béton –matériau de scellement

Le contact entre le béton et le coulis de ciment a été considéré comme cohésif. Cette hypothèse vient du fait que la résistance au cisaillement de cette interface est assez élevée (de l'ordre de 3,5MPa) due à l'adhésion chimique entre le béton et le coulis de ciment (BSI 1989).

De plus la plaque d'appui en tête de l'échantillon empêche tout déplacement relatif entre ces deux matériaux.

Comportement de l'acier

Le comportement de l'acier a été modélisé avec le même comportement élasto-parfaitement plastique utilisé pour la modélisation des essais d'arrachement de Moosavi et al. (2005).

Comportement du coulis de ciment (CG6) et du béton

Le Tableau 19 présente les paramètres des modèles CDP utilisés pour ces deux matériaux. Dans ce tableau, les paramètres en gras ont été déterminés par des essais de caractérisation à 28 jours par les auteurs de l'étude. Les autres paramètres sont déterminés selon les études expérimentales sur les bétons et coulis de ciment.

Tableau 19 Paramètres des modèles CDP utilisés pour la modélisation du matériau de scellement et du béton

Paramètres		**Unité**	**Coulis CG6**	**Béton**	**Détermination**
Module d'Young	E_{ci}	[GPa]	**17,9**	**40**	Valeur mesurée
Coefficient de Poisson	ν	[ ]	**0,15**	0,25	
Module sécant au pic	E_{c1}	[GPa]	10,2	**30,0**	Valeur mesurée
Résistance au pic en compression	f_c	[MPa]	**51,8**	**60,0**	Valeur mesurée
Résistance résiduelle en compression	f_r	[MPa]	5,2	6,0	d'après Carpinteri et al. (2011):
Résistance en traction	f_t	[MPa]	**4,3**	**5,4**	Valeur mesurée
Angle de frottement	ϕ	[°]	23,0	38,0	D'après Hyett et al. (1992), Moosavi et al. (2003)
(ou Kc)	K_c	[ ]	0,817	0,683	Valeur calculée
Rapport fb/fc	f_b/f_c	[ ]	1,12	1,12	D'après Kupfer (1969)
Energie de propagation de fissuration	G_f	[Nmm/mm²]	0,031	0,032	Model Code 1990 (Fib, 1993)
Energie d'écrasement	G_c	[Nmm/mm²]	25,9	30,0	Gc/fc=1,96 d'après Carpinteri et al. (2011)
Longueur caractéristique en traction	L_t	[mm]			Taille d'élément
Longueur caractéristique en compression	L_c	[mm]	15,0	115,0	
Coefficient a	a	[ ]	2,36	2,36	Selon Carpinteri et al. (2011)
Coefficient b	b	[ ]	1,67	1,67	Selon Carpinteri et al. (2011)
Rapport $\varepsilon_{pl}^t/\varepsilon^t$	μ_t	[ ]			En fonction Lt
Rapport $\varepsilon_{pl}^c/\varepsilon^c$	μ_c	[ ]	0,956	0,801	En fonction Lt
Angle de dilatance	ψ	[°]	13,0	13,0	D'après Vermeer & de Borst (1984) (pour les bétons)
Excentricité	e	[ ]	0,1	0,1	Valeur par défaut

Pour cette modélisation, nous avons considéré deux méthodes d'adaptation du modèle de comportement en traction des matériaux: soit au périmètre d'éléments (appelé : model-verrous-R) , soit à la taille d'éléments (appelé : model-verrous-Lg).

3.2.5. Résultats de la modélisation numérique et analyses

3.2.5.1. Comparaison des courbes de comportement effort de traction –déplacement en tête

Les Figure 98, Figure 99, et Figure 100 présentent les courbes force-déplacement en tête du scellement à l'issue des modélisations numériques pour les longueurs de scellement de 7d, 11d, et 14d respectivement.

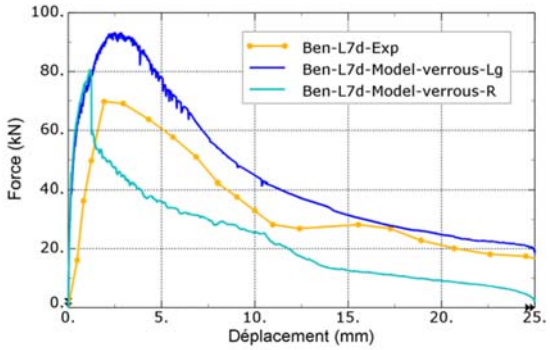


Figure 98 Courbes de comportement de l'ancrage L=7d et comparaison avec l'expérimentation

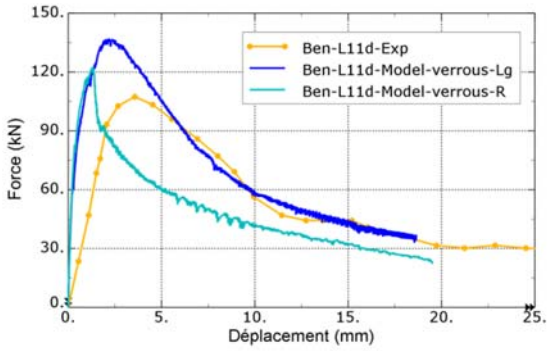


Figure 99 Courbes de comportement de l'ancrage L=11d et comparaison avec l'expérimentation

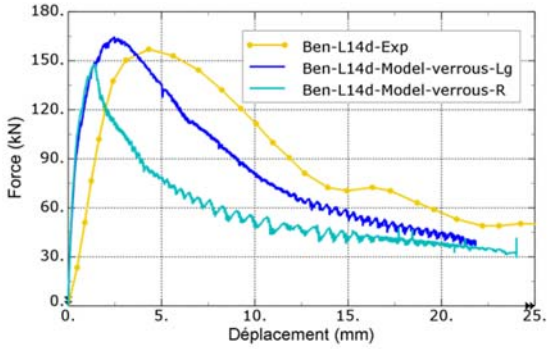


Figure 100 Courbes de comportement de l'ancrage L=14d et comparaison avec l'expérimentation

Sur base de ces résultats, on peut remarquer que les courbes de comportement présentent des allures différentes selon le mode d'adaptation du comportement en traction : **fragile** si il est adapté au périmètre d'éléments et **ductile** si il est adapté à la taille d'éléments. En comparant avec les résultats expérimentaux, il s'avère que le comportement réel est plutôt ductile et correspond mieux aux résultats de la modélisation quand le radoucissement en traction est adapté à la taille des éléments.

3.2.5.2. Description des mécanismes de rupture

Pour mieux comprendre ces deux types de comportement observés, les contraintes de confinement générées à l'extérieur du scellement par le bloc de béton ont été tracées en fonction du déplacement en tête du scellement et présentées sur la Figure 101. La dilatance à l'interface barre-scellement a été tracée sur la Figure 102. Les variables d'endommagement en traction Dt, en compression Dc et la déformation plastique à différents instants de t1 à t5 (indiqués sur la Figure 101 et correspondant respectivement à des déplacements de la barre de 0,250mm; 0,50mm; 1,25mm; 2,50mm et 7,0mm) obtenus par le modèle de radoucissement en traction adapté au périmètre des éléments, sont représentées sur la Figure 103 pour l'essai L=7d. Pour le modèle de radoucissement en traction adapté à la taille d'élément, la Figure 104 illustrent ces résultats.

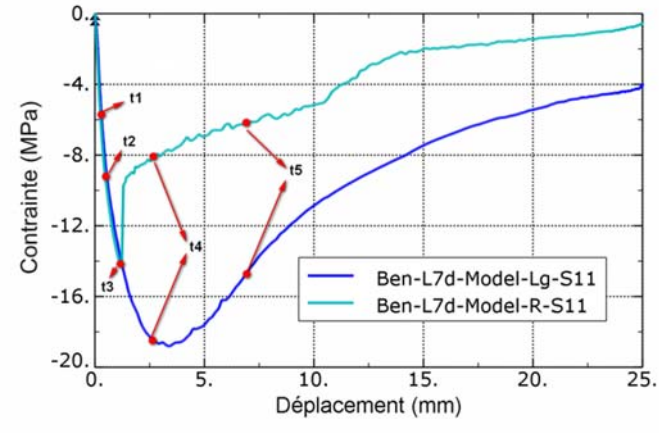


Figure 101 Contraintes de confinement générées par le bloc de béton à l'extérieur du scellement

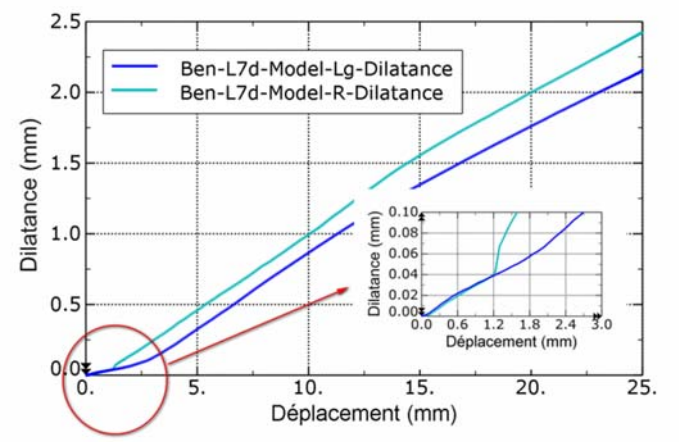


Figure 102 Déplacement radial à l'interface barre-scellement

Au début du chargement, jusqu'à l'instance t3, quel que soit le modèle numérique (Model-verrous-R ou Model-verrous-Lg), la force appliquée en tête de la barre (Figure 98) et la contrainte de confinement (Figure 101) évoluent de la même manière du fait de la rigidité constante du bloc de béton : le bloc de béton n'est pas encore endommagé. Après l'instant t3, on note un changement entre un comportement fragile et un comportement ductile de l'ancrage.

Sur la Figure 103a, dans le cas du radoucissement en traction adapté à la taille du périmètre, on peut observer que des fissures apparaissent très tôt lors du chargement selon une longueur non négligeable qui va jusque dans le béton (instant t1). La diminution artificielle de l'énergie de fissuration pour pouvoir prendre en compte la fissuration longitudinale, peut justifier cette observation. Cependant, ces fissures n'influencent pas la résistance de l'ancrage car la contrainte continue d'augmenter jusqu'à l'instance t3. A cet instant, on observe une rupture brutale et prématurée de l'ancrage s'accompagnant d'une diminution de la contrainte de confinement à l'extérieur du scellement. En fait, la dilatance à l'interface barre-scellement atteint une valeur importante de 0,04mm (Figure 102) qui génère une dilatance importante à l'interface scellement-béton jusqu'à ce que le bloc de béton se fende axialement (Figure 103, instant t3).

Dans le cas où le radoucissement en traction est adapté à la taille d'éléments, des fissures se créent également au niveau des verrous mais avec une longueur beaucoup plus petite (Figure 104a). Après l'instant t3, comme l'énergie de fissuration pour le deuxième type de fissuration est artificiellement augmentée, le bloc de béton continue de résister à une dilatance de plus en plus importante qui fait augmenter davantage la pression de confinement à l'extérieur du scellement. Par conséquent, la contrainte tangentielle proportionnelle à la pression de confinement, augmente jusqu'à la valeur de résistance au cisaillement à l'instant t4 (Figure 101). Après l'instant t4, la cohésion de l'interface barre-scellement se dégrade progressivement entrainant une diminution progressive de la pression de confinement à l'extérieur du scellement.

Cette analyse permet de distinguer selon si le milieu de confinement est suffisamment rigide ou non, les deux types de rupture de l'ancrage, ductile ou fragile Si le milieu de confinement n'est pas suffisamment rigide, cela conduit à une rupture brutale, prématuré de

l'ancrage. Si le milieu est rigide, c'est plus tôt une rupture ductile. D'après les résultats expérimentaux de Benmokrane et al. (1995), l'ancrage manifeste un comportement plutôt ductile, c'est-à-dire que le bloc de béton ne se fend pas lors de l'essai. Sur le principe, si la méthode d'adaptation du radoucissement en traction au périmètre des éléments semble être pertinente, dans la modélisation numérique avec des verrous, la dilatance du matériau n'étant pas limitée, cela sursollicite le bloc de béton par fendage et cela génère une rupture brutale.

Concernant la rupture en compression, les Figure 103b,c et Figure 104b,c montrent une similitude entre les deux modèles numériques : le scellement devant les verrous est cisaillé et crée des zones d'endommagement en compression dont l'ampleur est assez similaire. Les déformations plastiques se forment en tête des verrous, la barre est donc arrachée le long de ce plan de rupture.

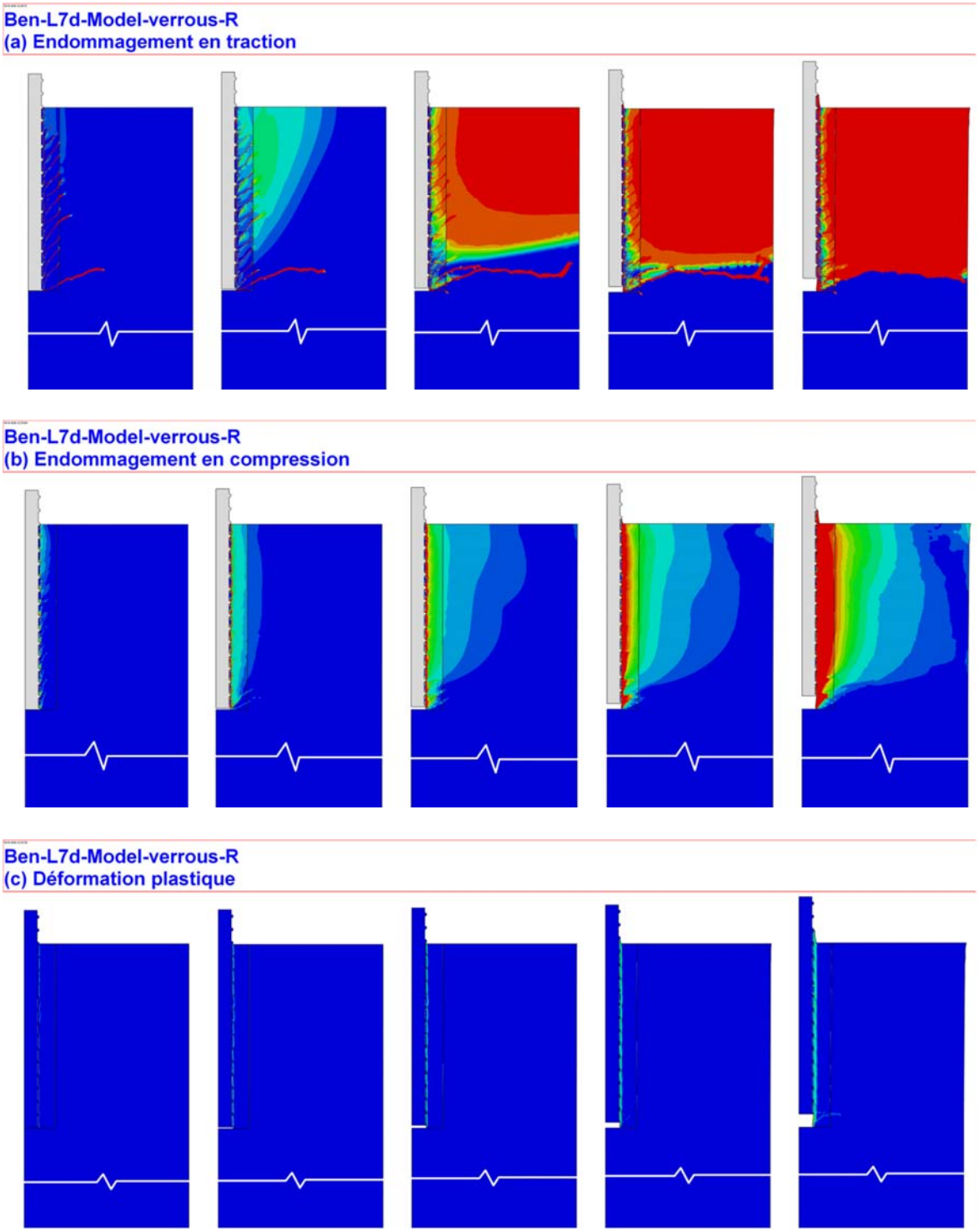


Figure 103 Résultats de la modélisation avec le radoucissement en traction adapté au périmètre des éléments : L=7d

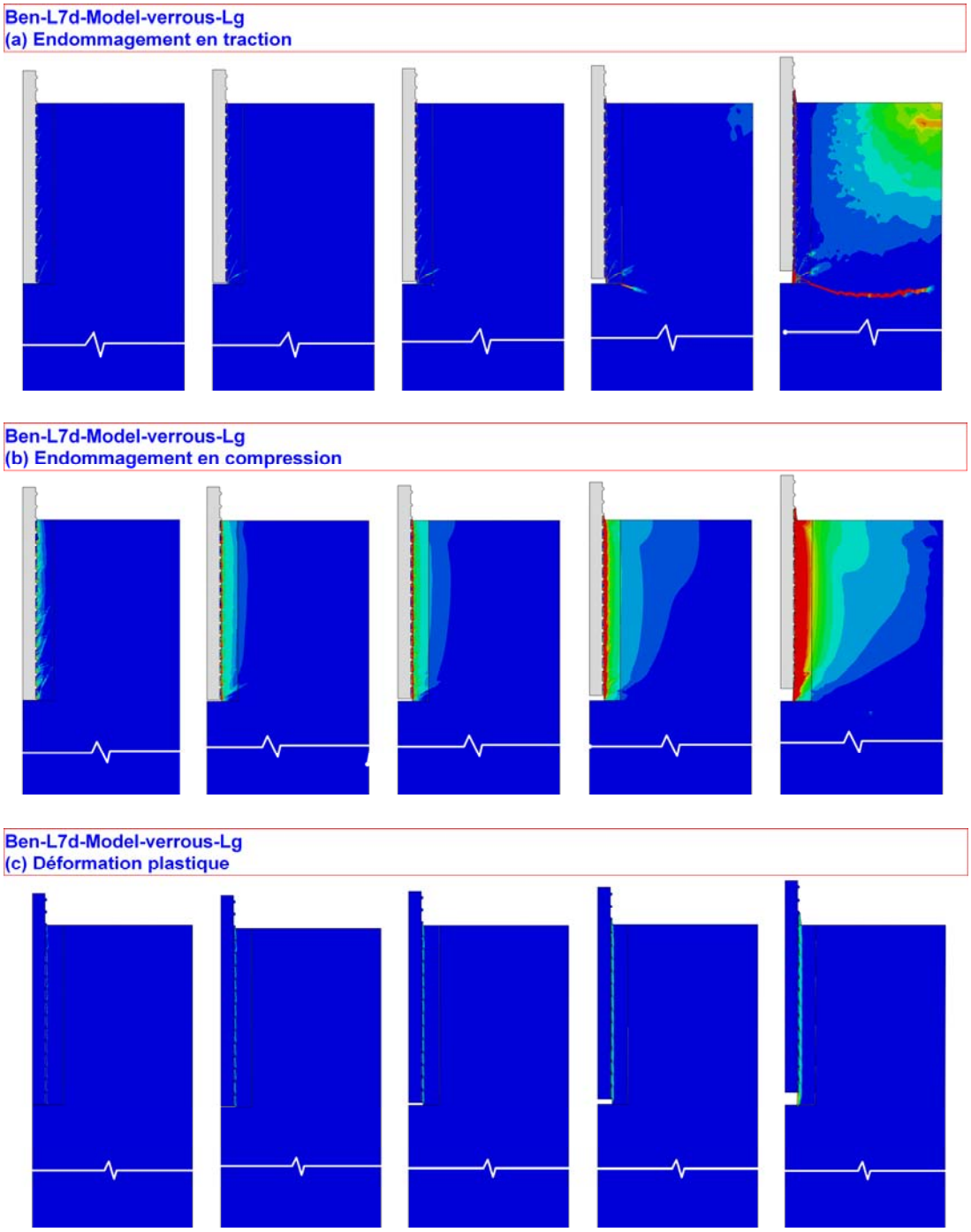


Figure 104 Résultats de la modélisation avec le radoucissement en traction adapté à la taille d'élément : L = 7d

Des modélisations numériques ont également été faites pour les scellements de longueur 11d et 14d et les résultats sont présentés sur les Figure 105, Figure 106, Figure 107, Figure 108. La comparaison des résultats numériques avec ceux expérimentaux donne les mêmes constatations.

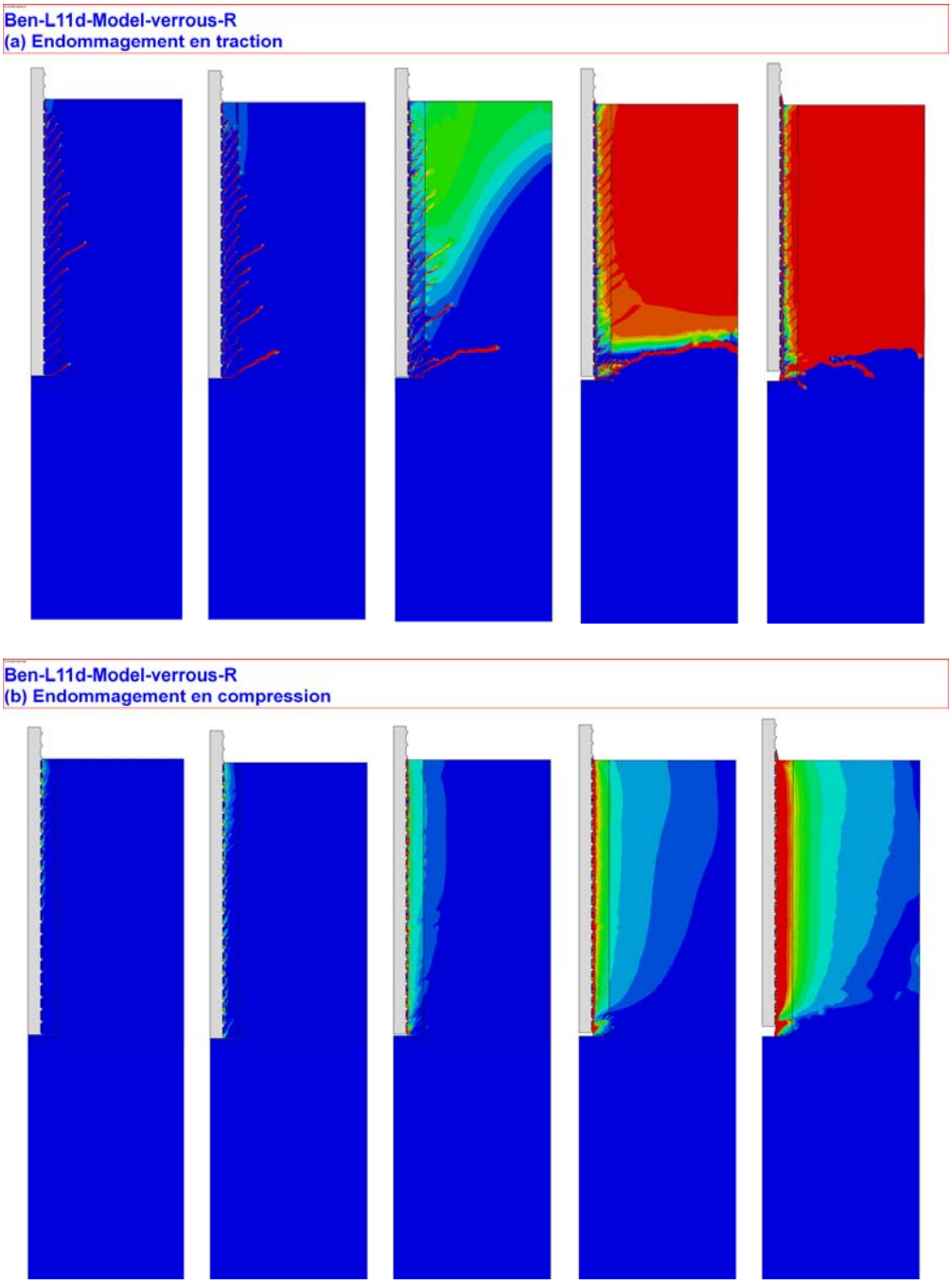


Figure 105 Résultats de la modélisation avec le radoucissement adapté au périmètre d'éléments :
L = 11d

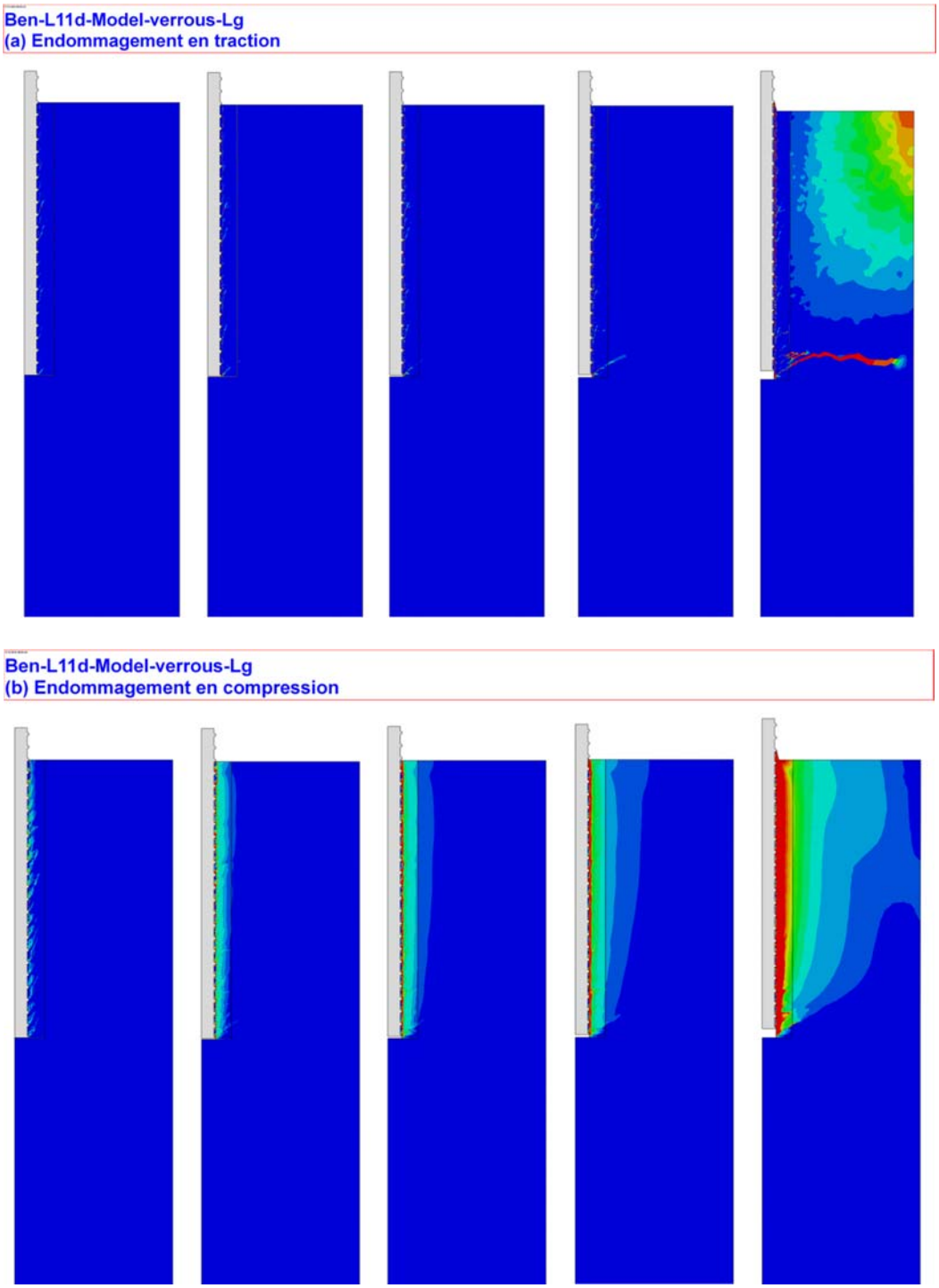


Figure 106 Résultats de la modélisation avec le radoucissement adapté à la taille d'éléments : L = 11d

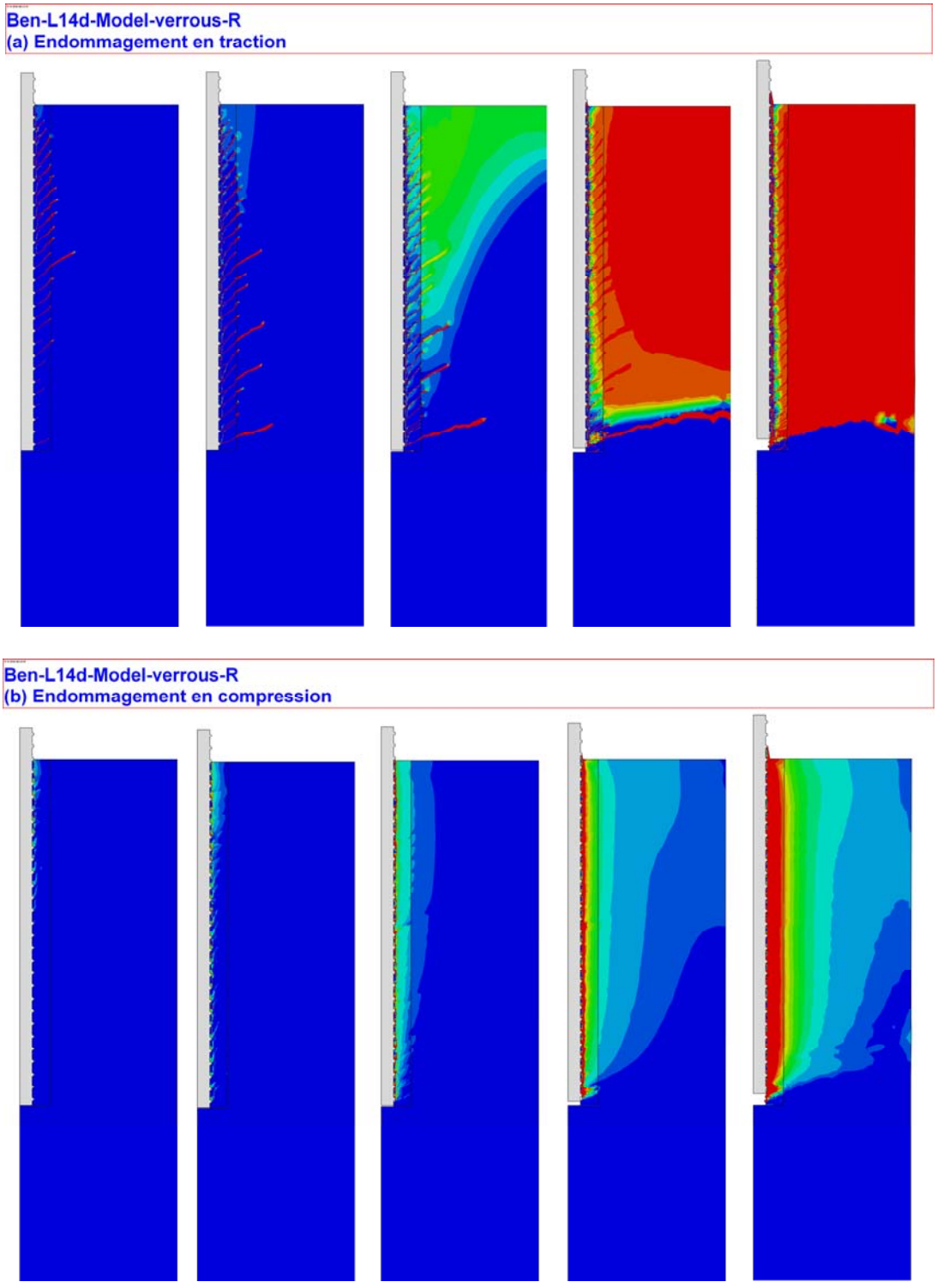


Figure 107 Résultats de la modélisation avec le radoucissement adapté au périmètre d'éléments :
L = 14d

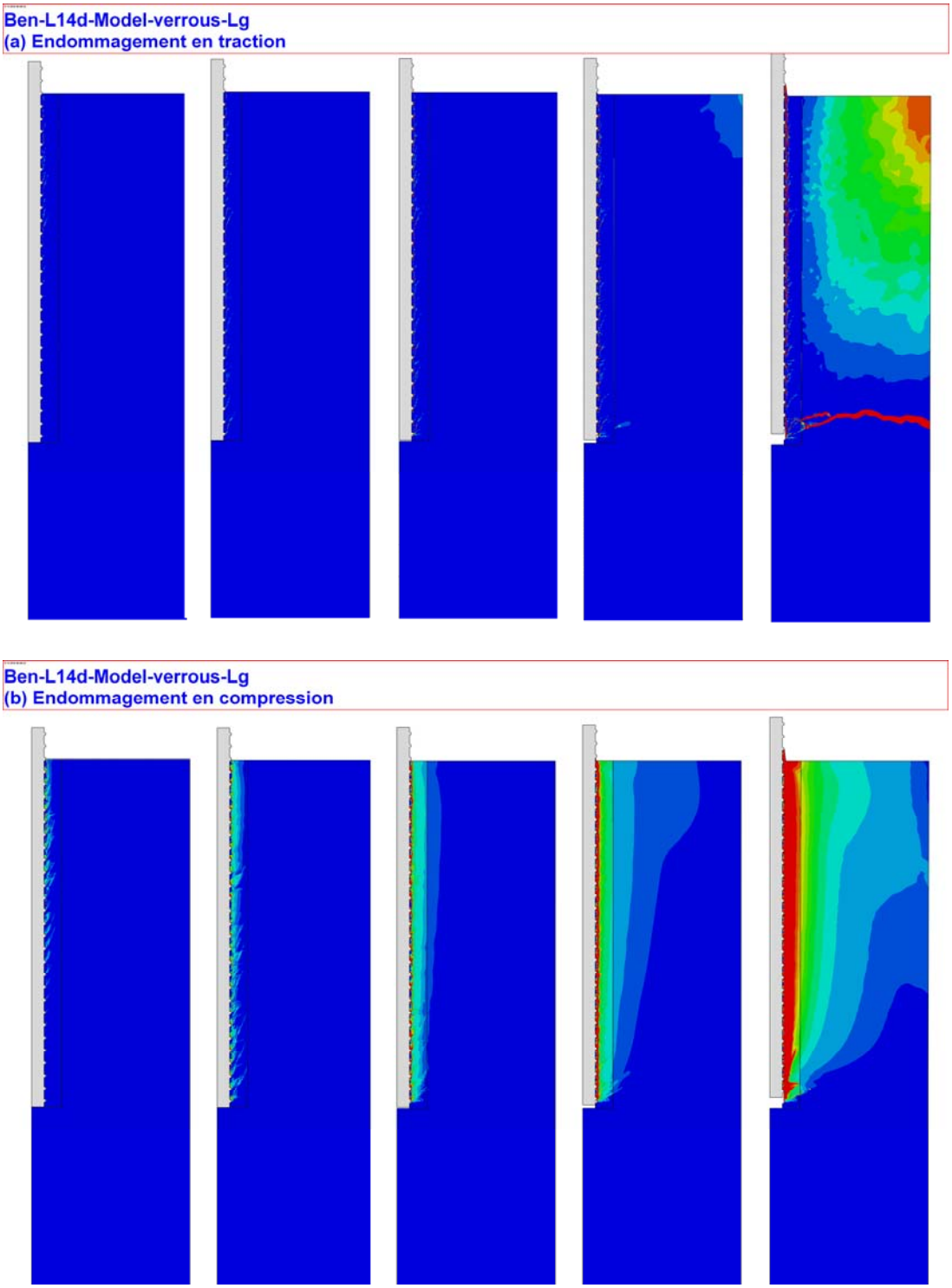


Figure 108 Résultats de la modélisation avec le radoucissement adapté à la taille d'éléments : L = 14d

3.3. Conclusion

Le modèle numérique avec verrous développé reproduit relativement bien le comportement de l'ancrage lors des essais d'arrachement et nous a permis de mieux comprendre le comportement à l'interface barre-scellement : dilatance, puis rupture progressive de la cohésion.

Cependant la dilatance du scellement n'est pas empêchée si bien que le modèle avec verrous est plus approprié pour des essais sous contrainte de confinement constante, car la pression à l'extérieur du scellement est gardée constante. Dans le cas des essais sous rigidité de confinement, la dilatance n'étant pas empêchée, elle exagère la contrainte de confinement à l'extérieur du scellement et la résistance de l'ancrage est ainsi surestimée.

4. Développement d'un modèle de comportement équivalent de l'interface barre-scellement

Le paragraphe précédent présente la modélisation numérique avec la géométrie réelle des barres d'acier haute adhérence (présence de verrous), d'essais d'arrachement en laboratoire. Cette modélisation numérique avec des verrous a permis de reproduire assez fidèlement les résultats expérimentaux ainsi que les mécanismes de rupture intervenant à l'interface barre-scellement. De plus, elle a permis d'accéder à l'état de contraintes et de déplacements à l'interface barre-scellement qui ne peuvent pas être mesurés expérimentalement.

A partir de ces informations, on peut reconstituer un modèle de comportement équivalent de l'interface barre-scellement dans l'objectif de l'utiliser pour des essais in-situ. Le principe de ce développement est illustré sur la Figure 109.

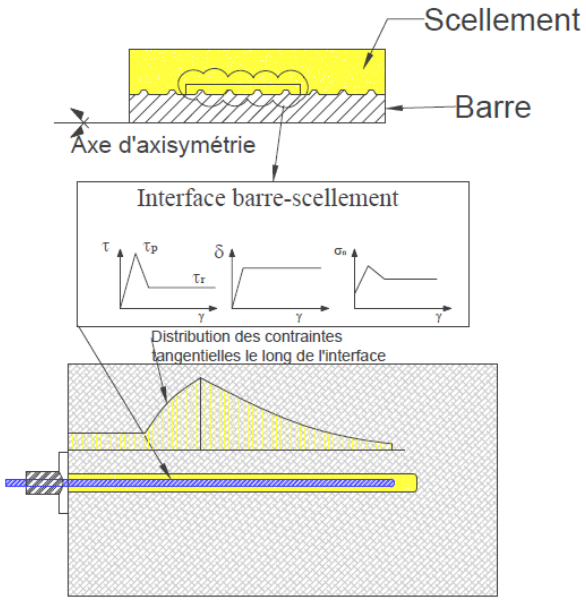


Figure 109 Développement d'un modèle de comportement de l'interface barre-scellement

Ce modèle de comportement de l'interface barre – scellement doit répondre aux critères suivants:

- permettre de modéliser les trois phases du comportement tangentiel de l'interface mis en évidence au chapitre précédent (comportement élastique, dégradation progressive de l'interface après le pic de résistance de l'interface et comportement résiduel),
- prendre en compte la dilatance de l'interface barre-scellement car celle-ci contribue aux pressions de confinement générées en périphérie du scellement.

Ce paragraphe est donc consacré à l'établissement d'un tel modèle selon la théorie élastoplastique. Les sections correspondent aux différentes étapes de constitution du modèle.

Dans une première étape, les éléments nécessaires à la définition d'un modèle élastoplastique avec endommagement sont décrits : matrice de rigidité, surface de plasticité, fonctions d'écrouissage ainsi que potentiel plastique. Ces éléments ont été choisis de manière à reproduire des observations faites lors de la modélisation avec verrous.

Dans une deuxième étape, nous avons procédé à une détermination des paramètres du modèle d'interface. Pour cela :

- premièrement, la distribution de contraintes et de déplacements dans les deux directions radiale et axiale a été tracée afin de connaitre la mobilisation et l'évolution des contraintes au fur et à mesure du chargement lors de l'essai d'arrachement. Cela a permis d'identifier des zones qui sont représentatives du comportement de l'interface barre-scellement. Les états de contrainte et de déplacement déterminés dans ces zones ont ensuite été reportés au diamètre nominal de barre car l'interface barre-scellement a une certaine épaisseur alors que le modèle de comportement de l'interface barre-scellement proposé est un modèle sans épaisseur.
- Ensuite, les paramètres du modèle de comportement de l'interface ont été calibrés en se basant sur les allures de contraintes et de déplacements à l'interface barre-scellement déterminées précédemment.

Dans une troisième étape, ce modèle de comportement a été utilisé pour modéliser des essais d'arrachement sous une contrainte de confinement constante ou sous une rigidité de confinement constante. Une étude de sensibilité des paramètres du modèle de comportement de l'interface barre-scellement a été réalisée.

4.1. Principe et description du modèle de comportement équivalent de l'interface développé

L'analyse dans le paragraphe §3.1.5 a mis en évidence un comportement cohésif endommageable avec frottement de l'interface barre-scellement. La résistance à l'interface est donc constituée de deux composantes : une cohésion endommageable et un frottement proportionnel à la pression à l'interface. En ce qui concerne le déplacement à l'interface barre-scellement, en présence des verrous, le cisaillement génère une dilatance. Cette dilatance augmente avec le déplacement imposée en tête de la barre. Dans le modèle d'interface équivalent proposé, elle a été limitée afin de s'affranchir du défaut du modèle numérique avec les verrous (§ 3.1.5). Le phénomène contractant a également été pris en compte.

Comportement élastique

Le comportement élastique de l'interface a été décrit par la relation:

$$\begin{pmatrix} \dot{\sigma} \\ \dot{\tau} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} D_{nn} & D_{nt} \\ D_{tn} & D_{tt} \end{bmatrix} \times \begin{pmatrix} \dot{\delta} \\ \dot{\gamma} \end{pmatrix} = \overline{\overline{D}} \times \begin{pmatrix} \dot{\delta} \\ \dot{\gamma} \end{pmatrix} \tag{3.53}$$

dans laquelle $\overline{\overline{D}}$ est la matrice de rigidité de l'interface.

Surface de plasticité

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est généralement utilisé pour définir le seuil de plasticité par la relation :

$$f(\sigma,\tau) = |\tau| - \sigma\tan(\phi) - c \tag{3.54}$$

où σ et τ sont les contraintes normale et tangentielle à l'interface barre-scellement. La convention de signe de la contrainte normale est qu'une valeur positive indique la compression à l'interface tandis qu'une valeur négative indique la traction. Dans le cadre de ce travail, nous avons proposé une surface de plasticité hyperbolique :

$$f(\sigma,\tau,k) = \sqrt{r^2 \times c(\sigma,\tau,k)^2 + \tau^2} - \sigma\tan(\phi(k)) - c(k) \tag{3.55}$$

pour laquelle :

- r est un paramètre qui permet de mieux prendre en compte la cohésion aux faibles contraintes de confinement par une courbure de la surface de plasticité pour faciliter la résolution numérique à des points singuliers quand τ tend vers zéro :

$$r = \sqrt{1 - \left(\frac{C_0}{C_{init}}\right)^2} \tag{3.56}$$

  où C_{init} est la cohésion initiale mesurée aux hautes contraintes de confinement et C_0 est la cohésion initiale mesurée aux faibles contraintes de confinement.
- k est un paramètre d'écrouissage permettant de décrire l'endommagement de la cohésion. Dans ce travail, nous avons assimilé k au déplacement tangentiel γ à l'interface barre-scellement.
- $c(k)$ est une fonction de la cohésion dépendant du paramètre d'écrouissage k et peut être décrite de la manière suivante :

$$c(k) = c(\gamma) = \begin{cases} C_{init}\ si\ \gamma \leq \gamma_1 \\ (C_{init} - C_r) \times \left(2e^{-\alpha \times \frac{\gamma-\gamma_1}{L_v}} - e^{-2\alpha \times \frac{\gamma-\gamma_1}{L_v}}\right) + C_r\ si\ \gamma > \gamma_1 \end{cases} \tag{3.57}$$

  dans laquelle :

  C_r est la cohésion finale.

  γ_1 est le déplacement tangentiel à partir duquel la dilatance atteint sa valeur maximale et la cohésion commence à se dégrader.

  L_v est la longueur sur laquelle, la cohésion est totalement dégradée. Dans notre cas, on prend L_v égal à la distance entre les verrous.

  α est un paramètre précisant la dégradation de la cohésion. Etant donné que la dégradation de la cohésion peut être exprimée par une relation linéaire entre C_{init} et C_r selon les modèles de Benmokrane et al. (1995), de Blanco (2012) ou le Model Code 1990 (Fib, 1993), l'utilisation de la relation (3.57) permet d'assurer la continuité de la dérivé de $c(k)$ et de faciliter l'implémentation numérique.
- $\phi(k)$ est l'angle du frottement. Dans cette modélisation, on utilise deux angles de frottements différents : un angle de frottement initiale ϕ_{init} et un angle de frottement final ϕ_r. L'évolution de l'angle de frottement est similaire à l'équation (3.57), c'est-à-dire :

$$\tan\big(\phi(k)\big) = \tan\big(\phi(\gamma)\big)$$
$$= \begin{cases} \tan(\phi_{init}) \ si\ \gamma \le \gamma_1 \\ (\tan(\phi_{init}) - \tan(\phi_r)) \times \left(2e^{-\alpha \times \frac{\gamma-\gamma_1}{L_v}} - e^{-2\alpha \times \frac{\gamma-\gamma_1}{L_v}}\right) + \tan(\phi_r) \ si\ \gamma > \gamma_1 \end{cases} \quad (3.58)$$

Potentiel plastique

Le potentiel plastique a permis de décrire la dilatance de l'interface barre-scellement et a été défini par la fonction hyperbolique suivante :

$$g(\sigma, \tau, k) \equiv g(\sigma, \tau, \gamma) = \sqrt{(\vartheta c_t)^2 + \tau^2} - \sigma \tan(\psi) \times e^{-\frac{\beta\gamma}{L_v}} \quad (3.59)$$

pour laquelle :

- c_t est la résistance en traction de l'interface déterminé avec $\tau = 0 : c_t = (1-r)C_{init}/\tan\phi_{init}$;
- $\vartheta = 0{,}1$ est une constante introduite afin d'éviter les problèmes de convergence dans la gamme des faibles pressions de confinement ;
- ψ est l'angle de dilatance et β est un paramètre définissant le moment où la dilatance reste constante. Ils peuvent être déterminés à partir de la définition du potentiel plastique (3.59) :

$$\begin{bmatrix} \dot{\delta} \\ \dot{\gamma} \end{bmatrix} = \dot{\lambda} \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial\sigma} g(\sigma, \tau, k) \\ \frac{\partial}{\partial\tau} g(\sigma, \tau, k) \end{bmatrix} = \dot{\lambda} \begin{bmatrix} -\tan(\psi) \times e^{-\frac{\beta\gamma}{L_v}} \\ \frac{\tau}{\sqrt{(\vartheta c_t)^2 + \tau^2}} \end{bmatrix} \quad (3.60)$$
$$\approx \dot{\lambda} \begin{bmatrix} -\tan(\psi) \times e^{-\frac{\beta\gamma}{L_v}} \\ 1 \end{bmatrix}$$
$$\rightarrow d\delta = -tan(\psi) \times e^{-\frac{\beta\gamma}{L_v}} d\gamma \quad (3.61)$$
$$\rightarrow \delta = \int_0^{\gamma} -tan(\psi) \times e^{-\frac{\beta\gamma'}{L_v}} d\gamma' = -\frac{tan(\psi)\, L_v}{\beta}\left(1 - e^{-\frac{\beta\gamma}{L_v}}\right) \quad (3.62)$$

β doit être choisi suffisamment grand pour qu'à partir d'un déplacement tangentiel γ_1, la dilatance n'augmente pratiquement plus. Nous avons donc pris $\beta = \frac{4L_v}{\gamma_1}$. Alors l'angle de dilatance satisfait la relation :

$$\tan\psi = \frac{\delta_{max}\beta}{L_v} \quad (3.63)$$
$$\rightarrow \beta = \frac{L_v}{\delta_{max}} tan\,\psi \ \ et\ \gamma_1 = \frac{4L_v}{\beta} = 4\delta_{max} \quad (3.64)$$

avec δ_{max}, la dilatance maximale, appelée également ouverture de l'interface.

Dans la suite, nous définissons le paramètre u comme étant un paramètre du modèle d'interface. Les paramètres β et γ_1 sont en relation avec celui-ci par les équations (3.63) et (3.64).

En résumé, le modèle de comportement de l'interface barre-scellement que nous avons choisi, demande de définir les paramètres suivants :

- 4 paramètres pour la matrice de rigidité,
- 7 paramètres pour la surface de plasticité,
- 3 paramètres pour le potentiel plastique.

Ces paramètres sont résumés dans le Tableau 20.

Tableau 20 Résumé des paramètres du modèle d'interface équivalent et exemple de valeurs

Groupe de paramètres	Paramètre	Symbol	Unité	Exemple
Elasticité	Rigidité tangentielle	D_{tt}	[MPa/mm]	100
	Rigidité normale	D_{nn}	[MPa/mm]	1000
	Rigidité Dnt	D_{nt}	[MPa/mm]	0
	Rigidité Dtn	D_{tn}	[MPa/mm]	0
Surface de plasticité	Angle de frottement initial	ϕ_{init}	[°]	16.5
	Angle de frottement final	ϕ_{final}	[°]	8.0
	Cohésion initiale à haut confinement	C_{init}	[MPa]	7.03
	Cohésion initiale à faible confinement	C_0	[MPa]	0.78
	Cohésion finale	C_r	[MPa]	0.10
	Distance entre verrous	L_v	[mm]	12.5
	Paramètre de radoucissement	α	[ ]	3.0
Potentiel plastique	Angle de dilatance	ψ	[°]	32.9
	Dilatance	δ_{max}	mm	0.050
	Paramètre	ϑ	[ ]	0.1

La Figure 110 illustre un exemple du modèle de comportement de l'interface proposé avec les paramètres cités au Tableau 20 : les surfaces de plasticité (figure a) et l'évolution de la cohésion et de la dilatance en fonction du déplacement tangentiel γ (figure b).

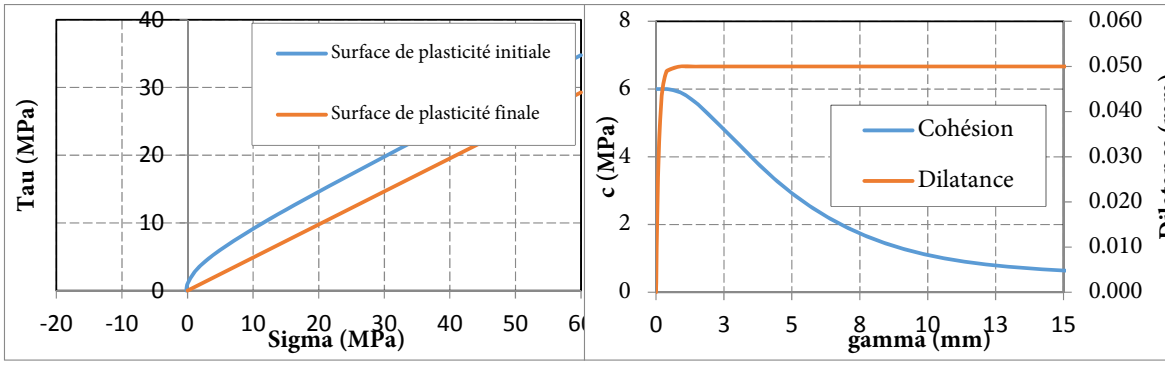


Figure 110 Illustration du modèle de comportement de l'interface barre-scellement
(a) surfaces de plasticité (b) fonctions de la cohésion et de la dilatance

4.2. Application de la théorie élastoplastique pour la modélisation du comportement de l'interface barre-scellement

L'équation constitutive d'un modèle élastoplastique est un problème dépendant du chemin de chargement. L'état de contraintes ne dépend pas seulement de l'incrément instantané du déplacement mais également de l'historique du chargement, autrement dit des différents déplacements auxquels l'interface a déjà été soumis. Pour prendre en considération l'historique de chargement, l'équation constitutive adopte donc une formulation incrémentale du temps ou pseudo-temps.

Equation constitutive incrémentale du modèle de comportement de l'interface

Les déplacements tangentiel et normal de l'interface ont été décomposés en deux parties élastique et plastique :

$$\begin{bmatrix}\dot{\delta}\\ \dot{\gamma}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}\dot{\delta}_{el}\\ \dot{\gamma}_{el}\end{bmatrix} + \begin{bmatrix}\dot{\delta}_{pl}\\ \dot{\gamma}_{pl}\end{bmatrix} \tag{3.65}$$

L'état de contraintes à l'interface est lié à la partie élastique selon l'équation constitutive incrémentale :

$$\begin{bmatrix}\dot{\sigma}\\ \dot{\tau}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}D_{nn} & D_{nt}\\ D_{tn} & D_{tt}\end{bmatrix} \times \begin{bmatrix}\dot{\delta}_{el}\\ \dot{\gamma}_{el}\end{bmatrix} \tag{3.66}$$

En outre, les déplacements plastiques sont déterminés à partir du potentiel plastique selon l'équation:

$$\begin{bmatrix}\dot{\delta}_{pl}\\ \dot{\gamma}_{pl}\end{bmatrix} = \dot{\lambda}\begin{bmatrix}\frac{\partial}{\partial\sigma}g(\sigma,\tau,k)\\ \frac{\partial}{\partial\tau}g(\sigma,\tau,k)\end{bmatrix} \tag{3.67}$$

dans laquelle λ est le multiplicateur plastique.

A partir de ces dernières équations, on obtient la relation contrainte-déplacement selon la relation:

$$\begin{bmatrix}\dot{\sigma}\\ \dot{\tau}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}D_{nn} & D_{nt}\\ D_{tn} & D_{tt}\end{bmatrix} \times \left(\begin{bmatrix}\dot{\delta}\\ \dot{\gamma}\end{bmatrix} - \dot{\lambda}\begin{bmatrix}\frac{\partial}{\partial\sigma}g(\sigma,\tau,k)\\ \frac{\partial}{\partial\tau}g(\sigma,\tau,k)\end{bmatrix} \right) \tag{3.68}$$

Intégration dans le temps de l'équation constitutive incrémentale

L'équation constitutive incrémentale ci-dessus peut être reformulée selon un schéma d'intégration numérique. Etant donné l'état de contraintes et de déplacements ainsi que les variables d'état à l'instant t_n et étant donné l'incrément de déplacement à l'instant t_{n+1}, il s'agit de déterminer les incréments de contraintes $\Delta\sigma_{n+1} et\ \Delta\tau_{n+1}$ à l'instant t_{n+1}.

L'équation (3.68) peut être approchée par la relation suivante :

$$\begin{bmatrix}\Delta\sigma_{n+1}\\ \Delta\tau_{n+1}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}D_{nn} & D_{nt}\\ D_{tn} & D_{tt}\end{bmatrix} \times \left(\begin{bmatrix}\Delta\delta\\ \Delta\gamma\end{bmatrix} - \Delta\lambda\begin{bmatrix}\frac{\partial}{\partial\sigma}g(\sigma,\tau,k)_{n+1}\\ \frac{\partial}{\partial\tau}g(\sigma,\tau,k)_{n+1}\end{bmatrix} \right) \tag{3.69}$$

Soit :

$$\overline{\Delta\sigma_{n+1}} = \overline{\overline{D}} \times \left(\overline{\Delta\delta_{n+1}^{trial}} - \Delta\lambda \times \overline{\nabla g_{n+1}}\right) \tag{3.70}$$

L'état de contraintes est donc mis à jour selon l'équation:

$$\begin{bmatrix}\sigma_{n+1}\\ \tau_{n+1}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}\sigma_n\\ \tau_n\end{bmatrix} + \begin{bmatrix}\Delta\sigma_{n+1}\\ \Delta\tau_{n+1}\end{bmatrix} \tag{3.71}$$

L'équation (3.70) avec l'équation de la surface de plasticité permet de résoudre l'état de contraintes à l'étape $n+1$ par un schéma prédicteur-correcteur en deux étapes :

- Etape prédictive : $\Delta\lambda = 0$. L'incrément des déplacements est supposé pris en compte dans la partie élastique, c'est-à-dire:

$$\begin{bmatrix}\delta_{n+1}^{el,trial}\\ \gamma_{n+1}^{el,trial}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}\delta_n^{el}\\ \gamma_n^{el}\end{bmatrix} + \begin{bmatrix}\Delta\delta\\ \Delta\gamma\end{bmatrix};\ \begin{bmatrix}\delta_{n+1}^{pl,trial}\\ \gamma_{n+1}^{pl,trial}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}\delta_n^{pl}\\ \gamma_n^{pl}\end{bmatrix};$$
$$\begin{bmatrix}\sigma_{n+1}^{el,trial}\\ \tau_{n+1}^{el,trial}\end{bmatrix} = \overline{\overline{D}} \times \begin{bmatrix}\delta_{n+1}^{el,trial}\\ \gamma_{n+1}^{el,trial}\end{bmatrix};\ k_{n+1}^{trial} = k_n \tag{3.72}$$

- Etape corrective: l'état de contraintes doit être vérifié dans la zone admissible de la surface de plasticité.

Si $f\left(\sigma_{n+1}^{trial}, \tau_{n+1}^{trial}, k_{n+1}^{trial}\right) \leq 0$, l'état de contraintes reste dans la zone admissible de la surface de plasticité. L'état de contraintes à l'interface est celle de l'étape prédictive:

$$\begin{bmatrix}\sigma_{n+1}\\ \tau_{n+1}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}\sigma_{n+1}^{el,trial}\\ \tau_{n+1}^{el,trial}\end{bmatrix};\ k_{n+1} = k_{n+1}^{trial} \tag{3.73}$$

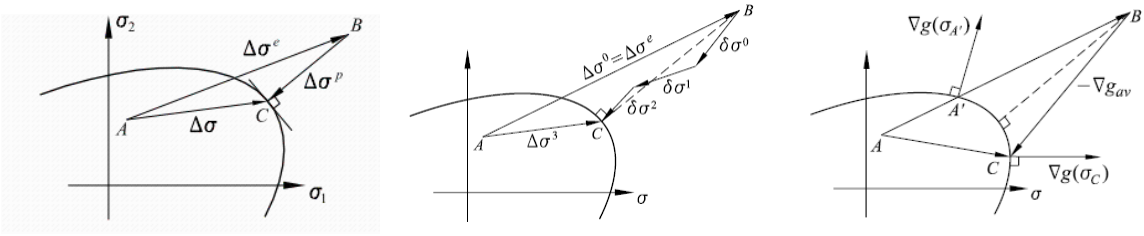
Si $f\left(\sigma_{n+1}^{trial}, \tau_{n+1}^{trial}, k_{n+1}^{trial}\right) > 0$, l'état de contraintes se trouve dans la zone d'état des contraintes impossibles. L'étape corrective consiste à trouver une valeur $\Delta\lambda > 0$. Le retour à la surface de plasticité de l'équation (3.70) peut être illustré par le schéma à la Figure 111. Au point de départ, l'état de contraintes (point A) est à l'intérieur de la surface de plasticité dans la zone admissible des contraintes. Suite à un incrément de contrainte (ou de déplacement), l'état de contraintes peut se trouver au-delà de la surface de plasticité dans la zone des contraintes impossibles (point B). Alors le retour plastique permet de ramener le point B sur la surface de plasticité (point C) par un vecteur-retour qui est le produit du multiplicateur plastique et du gradient de g. La difficulté demeure dans l'évaluation du gradient de g sachant que le point C est inconnu. Si les surfaces de f et g restent inchangées, le vecteur- retour peut être évalué explicitement (retour radial, Figure 111a). Cependant, en réalité, les surfaces de f et g évoluent en raison de l'écrouissage et le vecteur- retour peut varier entre le point B et le point C. Dans ce cas, il est nécessaire d'utiliser un schéma de retour implicit pas-à-pas. Cependant il est difficile d'assurer la précision du retour plastique (Krabbenhøft, 2002; Souza, Neto et al. 2008). Pour cela, il est plus judicieux de considérer un gradient moyenné entre l'état précédent de contraintes et l'état final de contraintes (Figure 111c). Si le point précédent n'est pas sur la surface de plasticité mais à l'intérieur de celle-ci, on peut prendre un gradient moyen entre le point à l'intersection de la surface de plasticité et du prédicteur élastique et le point à l'état final de contraintes :

$$\overline{\Delta g_{av}} = \theta\overline{\Delta g_n} + (1-\theta)\overline{\Delta g_{n+1}} \tag{3.74}$$

avec θ, un paramètre entre 0 et 1.

La relation (3.70) est donc remplacée par la suivante :

$$\overline{\Delta\sigma_{n+1}} = \bar{\bar{D}} \times \left(\overline{\Delta\delta_{n+1}^{trial}} - \Delta\lambda \times (\theta\overline{\Delta g_n} + (1-\theta)\overline{\Delta g_{n+1}})\right) \tag{3.75}$$



(a) Retour radial (b) Retour implicite (c) Retour exact

Figure 111 Retour à la surface de plasticité (Krabbenhøft, 2002)

On a donc des équations suivantes :

- Etat de contraintes:

$$\begin{bmatrix}\sigma_{n+1}\\ \tau_{n+1}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}\sigma_{n+1}^{el,trial}\\ \tau_{n+1}^{el,trial}\end{bmatrix} - \Delta\lambda \times \bar{\bar{D}} \times \left(\theta \begin{bmatrix}\frac{\partial}{\partial\sigma_n} g(\sigma_n, \tau_n, k_n)\\ \frac{\partial}{\partial\tau_n} g(\sigma_n, \tau_n, k_n\end{bmatrix} + (1-\theta)\begin{bmatrix}\frac{\partial}{\partial\sigma_{n+1}} g(\sigma_{n+1}, \tau_{n+1}, k_{n+1})\\ \frac{\partial}{\partial\tau_{n+1}} g(\sigma_{n+1}, \tau_{n+1}, k_{n+1})\end{bmatrix}\right) \tag{3.76}$$

- Variable d'état:

$$k_{n+1} = k_n + \Delta\lambda \times abs\left(\frac{\partial}{\partial\tau_{n+1}} g(\sigma_{n+1}, \tau_{n+1}, k_{n+1})\right) \tag{3.77}$$

- Surface de plasticité:

$$f(\sigma_{n+1}, \tau_{n+1}, k_{n+1}) = 0 \tag{3.78}$$

On a donc un système de 4 équations non-linéaires avec 4 inconnues $(\sigma_{n+1}, \tau_{n+1}, k_{n+1}, \Delta\lambda)$. Pour résoudre ce système d'équations non-linéaires, nous avons utilisé la méthode d'itération de Newton-Raphson.

Opérateur tangentiel consistant

Dans le paragraphe précédent, le retour implicit par schéma d'itération permet de déterminer l'état de contraintes à l'interface. Dans le contexte de résolution numérique par méthode des éléments finis, une matrice de rigidité (ou un opérateur tangentiel élastoplastique) doit être également définie et assemblée dans la matrice de rigidité globale de

la structure. Par définition, cet opérateur tangentiel élastoplastique définit la variation de la contrainte sous une perturbation infinitésimale de déplacements normal et tangentiel à l'interface :

$$D^{ep} = \frac{\partial}{\partial\left(\overline{\Delta\delta_{n+1}^{trial}}\right)}\left(\overline{\Delta\sigma_{n+1}}\right) \tag{3.79}$$

avec $\overline{\Delta\sigma_{n+1}}$ et $\overline{\Delta\delta_{n+1}^{trial}}$, les vecteurs de contrainte et de déplacement.
A partir de l'équation (3.75) :

$$\overline{\Delta\sigma_{n+1}} = \overline{\overline{D}} \times \left(\overline{\Delta\delta_{n+1}^{trial}} - \Delta\lambda \times \left(\theta\overline{\nabla g_n} + (1-\theta)\overline{\nabla g_{n+1}}\right)\right) \tag{3.80}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow d\left(\overline{\Delta\sigma_{n+1}}\right) = {} & \overline{\overline{D}} \times d\left(\overline{\Delta\delta_{n+1}^{trial}}\right) - \overline{\overline{D}} \times d(\Delta\lambda) \\ & \times \left(\theta\overline{\nabla g_n} + (1-\theta)\overline{\nabla g_{n+1}}\right) \\ -\overline{\overline{D}} \times \Delta\lambda \times (1-\theta) \times \overline{\overline{\nabla^2 g_{n+1}}} \times d\left(\overline{\Delta\sigma_{n+1}}\right) & - \overline{\overline{D}} \times \Delta\lambda \times (1-\theta) \\ & \times \frac{\partial\overline{\nabla g_{n+1}}}{\partial\Delta\lambda} \times d(\Delta\lambda) \end{aligned} \tag{3.81}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow \overline{\overline{D}}^{-1} \times \left[I + \Delta\lambda \times \overline{\overline{D}} \times (1-\theta) \times \overline{\overline{\nabla^2 g_{n+1}}}\right] \times d\left(\overline{\Delta\sigma_{n+1}}\right) = {} & \\ d\left(\overline{\Delta\delta_{n+1}^{trial}}\right) - \left[(1-\theta)\overline{\nabla g_{n+1}} + \theta\overline{\nabla g_n} + \Delta\lambda \times (1-\theta) \times \frac{\partial\overline{\nabla g_{n+1}}}{\partial\Delta\lambda}\right] & \\ \times d(\Delta\lambda) & \end{aligned} \tag{3.82}$$

Si on pose :

$$\overline{\overline{D_c}}^{-1} = \overline{\overline{D}}^{-1} + \Delta\lambda \times (1-\theta) \times \overline{\overline{\nabla^2 g_{n+1}}} \tag{3.83}$$

$$\bar{B} = \left[(1-\theta)\overline{\nabla g_{n+1}} + \theta\overline{\nabla g_n} + \Delta\lambda \times (1-\theta) \times \frac{\partial\overline{\nabla g_{n+1}}}{\partial\Delta\lambda}\right] \tag{3.84}$$

Alors :

$$\overline{\overline{D_c}}^{-1} \times d\left(\overline{\Delta\sigma_{n+1}}\right) = d\left(\overline{\Delta\delta_{n+1}^{trial}}\right) - \bar{B} \times d(\Delta\lambda) \tag{3.85}$$

D'un autre côté, le multiplicateur plastique est déterminé à partir de la condition de consistance :
A l'état n, la surface de plasticité a pour équation: $f(\overline{\sigma_n}, k_n) = 0$
A l'état n+1, la surface de plasticité a pour équation: $f(\overline{\sigma_n} + \overline{\Delta\sigma_{n+1}}, k_n + \Delta\lambda) = 0$
La condition de consistance implique que :

$$\rightarrow \left(\frac{\partial f}{\partial\overline{\sigma_{n+1}}}\right)^T d\left(\overline{\Delta\sigma_{n+1}}\right) + \left(\frac{\partial f}{\partial k_{n+1}}\right) d(\Delta\lambda) = 0 \ (5) \tag{3.86}$$

Si on remplace $d\left(\overline{\Delta\sigma_{n+1}}\right)$ à partir de l'équation (3.86) dans l'équation constitutive (3.85), on peut en déduire :

$$d(\Delta\lambda) = \left(\frac{\left(\frac{\partial f}{\partial\overline{\sigma_{n+1}}}\right)^T \times \overline{\overline{D_c}}}{\left(\frac{\partial f}{\partial\overline{\sigma_{n+1}}}\right) \times \overline{\overline{D_c}} \times \bar{B} - \left(\frac{\partial f}{\partial k}\right)}\right) d\left(\overline{\Delta\delta_{n+1}^{trial}}\right) \tag{3.87}$$

Si on remplace le multiplicateur plastique dans l'équation de différentiation (3.85), on a la relation :

$$d\left(\overline{\Delta\sigma_{n+1}}\right) = \overline{\overline{D^{ep}}} \times d\left(\overline{\Delta\delta_{n+1}^{trial}}\right) \tag{3.88}$$

avec

$$\overline{\overline{D^{ep}}} = \left(\overline{\overline{D_c}} - \frac{\overline{\overline{D_c}} \times \bar{B} \times \left(\frac{\partial f}{\partial \overline{\overline{\sigma_{n+1}}}} \right)^T \times \overline{\overline{D_c}}}{\left(\frac{\partial f}{\partial \overline{\overline{\sigma_{n+1}}}} \right) \times \overline{\overline{D_c}} \times \bar{B} - \left(\frac{\partial f}{\partial k_{n+1}} \right)} \right) \tag{3.89}$$

4.3. Implantation numérique du modèle de comportement dans le logiciel ABAQUS

Le modèle d'interface proposé a été implémenté dans le logiciel Abaqus. Ce dernier propose aux utilisateurs différentes subroutines pour définir le comportement des matériaux en fonction des variables d'état (USDFLD) ou de leur propre modèle de comportement (UMAT), des interfaces (UINTER), etc. Une vue détaillée des subroutines utilisées dans Abaqus est présentée sur la Figure 112.

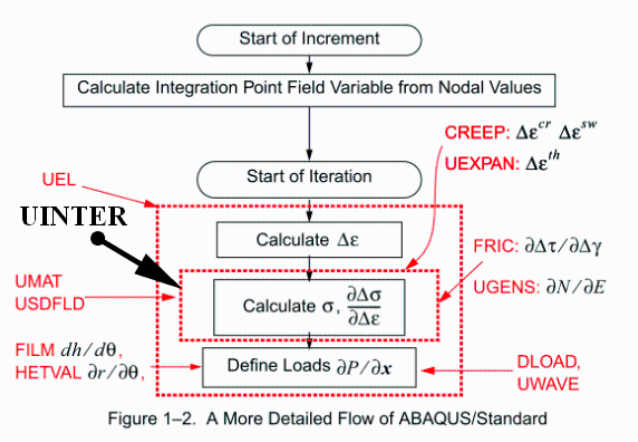


Figure 112 Subroutines dans Abaqus/Standard (Abaqus 2012)

La subroutine que nous avons utilisée pour les interfaces, est UINTER. Elle a été programmée en langage Fortran. Sa structure est présentée sur la Figure 113. Le détail est joint en annexe 1.

User subroutine interface

```
SUBROUTINE UINTER(STRESS,DDSDDR,DVISCOUS,DSTRUCTURAL,FLUX,DDFDDT,
     1 DDSDDT,DDFDDR,STATEV,SED,SFD,SPD,SVD,SCD,PNEWDT,RDISP,
     2 DRDISP,
     3 TEMP,DTEMP,PREDEF,DPRED,TIME,DTIME,FREQR,CINAME,SLNAME,
     4 MSNAME,
     5 PROPS,COORDS,ALOCALDIR,DROT,AREA,CHRLNGTH,NODE,NDIR,NSTATV,
     6 NPRED,NPROPS,MCRD,KSTEP,KINC,KIT,LINPER,LOPENCLOSE,LSTATE,
     7 LSDI,LPRINT)
C
      INCLUDE 'ABA_PARAM.INC'
C
      CHARACTER*80 CINAME,SLNAME,MSNAME
      DIMENSION STRESS(NDIR),DDSDDR(NDIR,NDIR),FLUX(2),DDFDDT(2,2),
     1 DDSDDT(NDIR,2),DDFDDR(2,NDIR),STATEV(NSTATV),
     2 RDISP(NDIR),DRDISP(NDIR),TEMP(2),DTEMP(2),PREDEF(2,NPRED),
     3 DPRED(2,NPRED),TIME(2),PROPS(NPROPS),COORDS(MCRD),
     4 ALOCALDIR(3,3),DROT(2,2),DVISCOUS(NDIR,NDIR),
     5 DSTRUCTURAL(NDIR,NDIR)

      user coding to define STRESS, DDSDDR, FLUX, DDFDDT,
                    DDSDDT, DDFDDR,


      and, optionally, STATEV, SED, SFD, SPD, SVD, SCD, PNEWDT,
                    LOPENCLOSE, LSTATE, LSDI, DVISCOUS, DSTRUCTURAL

      RETURN

 END
```

Figure 113 Structure de la subroutine UINTER (Abaqus 2012)

4.4. Méthode de détermination des paramètres du modèle d'interface

4.4.1. Allure des profils radial et axial de contraintes dans le coulis de ciment

La Figure 114 représente la courbe de comportement d'un ancrage lors d'un essai d'arrachement : force en fonction du déplacement appliqué en tête de l'ancrage (essai M2 avec contrainte de confinement = 3,2MPa - Moosavi et al., 2005). Dans un premier temps, la distribution des contraintes dans les deux directions radiale et axiale à différents instants de t1 à t5 dans le matériau de scellement, a été établie afin de mieux comprendre la mobilisation et l'évolution de contraintes au fur et à mesure de chargement

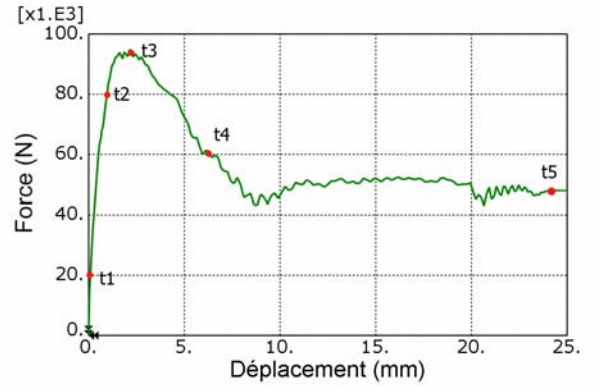


Figure 114 Force appliquée en tête en fonction du déplacement

La Figure 115 présente une coupe axiale de la géométrie du problème avec le segment d'éléments de scellement dans la direction radiale pour lesquels les contraintes ont été

relevées. Les résultats sont présentés sur la Figure 116. A partir de ces figures, on peut observer que le scellement est cisaillé dans une zone situé à une distance de 0 à 2 fois la taille des verrous par rapport au diamètre minimal de barre. Les contraintes dans cette zone présentent une certaine oscillation due à la présence des verrous qui favorisent des efforts dans les directions orientées selon l'inclinaison des verrous. En dehors de cette zone, les contraintes ne semblent pas être influencées par les verrous mais sont proportionnelles au rayon par rapport au diamètre minimal de barre. Pour ces raisons, nous avons considéré comme étant représentatifs de l'interface barre-scellement, les éléments situés à une distance de 2 fois la taille des verrous par rapport au diamètre minimal de la barre.

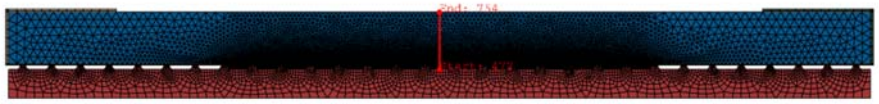


Figure 115 Coupe d'éléments étudiés dans la direction radiale

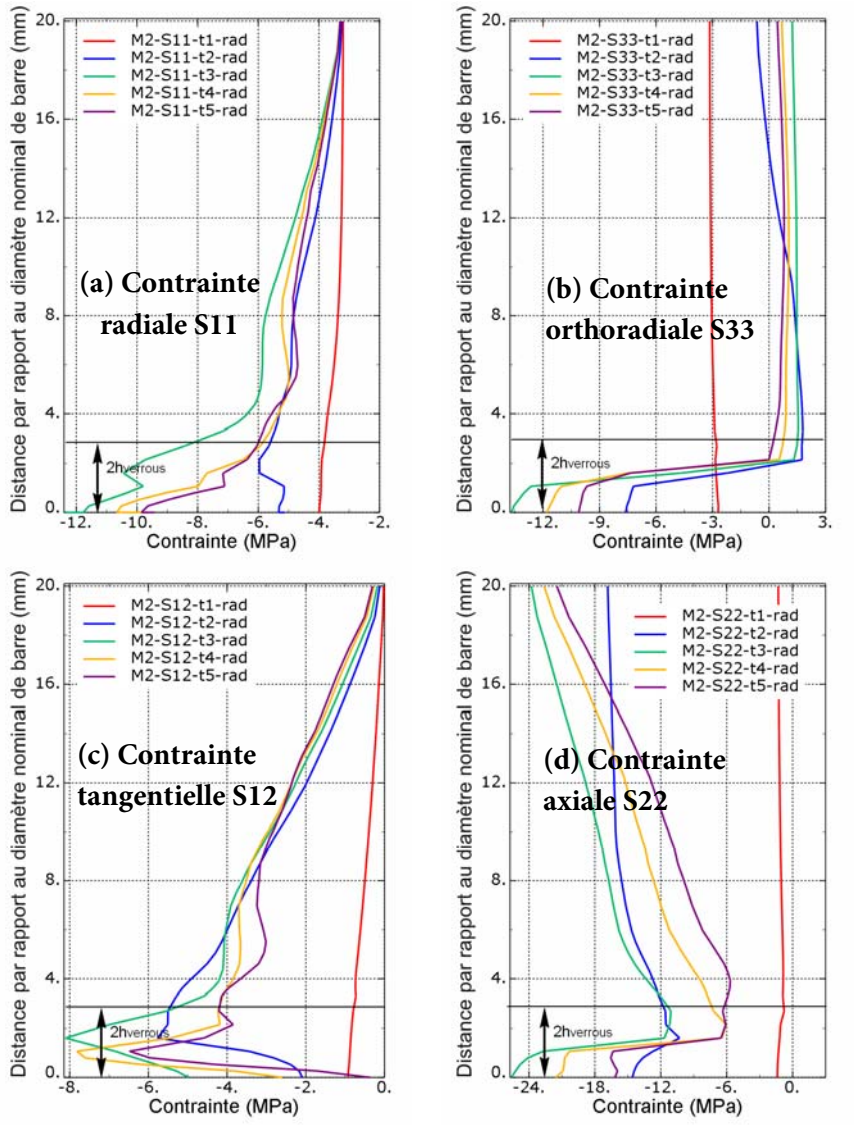
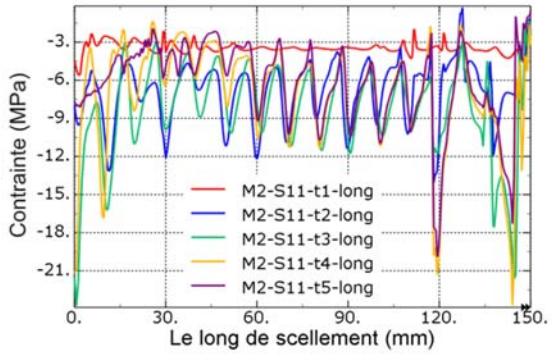


Figure 116 Distribution des contraintes dans la direction radiale à différents instants

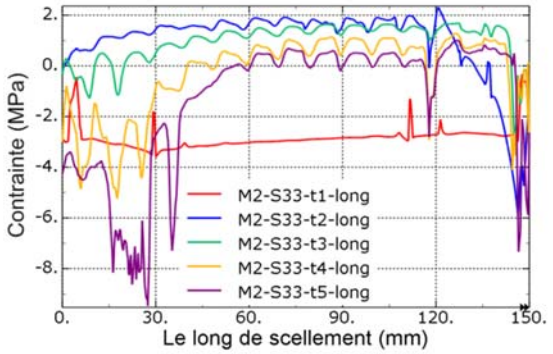
La Figure 117 présente une coupe axiale de la géométrie du problème avec le segment d'éléments de scellement dans la direction axiale à une distance de 2 fois la taille des verrous par rapport au diamètre minimal de la barre, pour lesquels les contraintes ont été relevés à différents instants. Les Figure 118 présentent la distribution de ces contraintes.



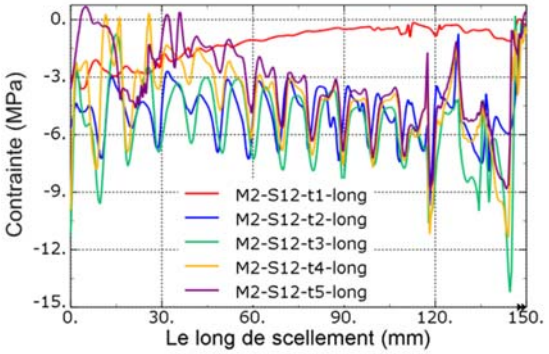
Figure 117 Coupe des éléments étudiés dans la direction radiale



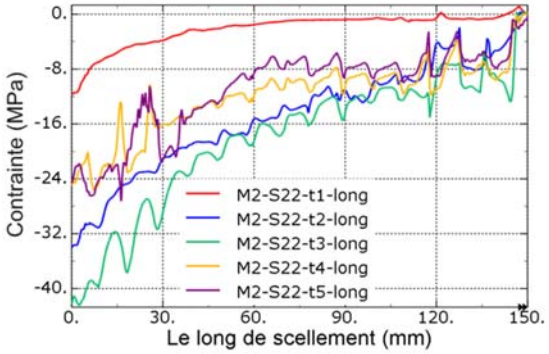
(a) Contrainte radiale S11



(b) Contrainte orthoradiale S33



(c) Contrainte de cisaillement S12



(d) Contrainte axiale S22

Figure 118 Distribution des contraintes le long de l'interface barre-scellement à une distance de 2 fois la taille des verrous par rapport au diamètre minimal de la barre

Nous pouvons observer sur la Figure 118a que la contrainte radiale S11 est initialement uniforme et constante le long de l'interface barre-scellement pour de petits déplacements (instant t1). Après l'instant t1, elle augmente rapidement jusqu'à sa valeur maximale (instant t2, t3). Le long de l'interface, on remarque alors des oscillations dans les valeurs de contraintes dont l'inter-distance correspond à la distance entre les verrous (10mm).

Sur la Figure 118b, la contrainte orthoradiale S33 qui présente initialement des valeurs négatives en raison du confinement initial (instant t1), augmente vers des valeurs positives dues à la dilatance (instant t2). Elle atteint la résistance en traction du matériau de scellement et chute ensuite vers zéro, voire des valeurs négatives. Il y a donc bien un phénomène possible de rupture par fissuration longitudinale.

Sur la Figure 118c, nous pouvons observer une mobilisation progressive de la contrainte tangentielle S12 le long de l'ancrage au début de chargement (instant t1). Après instant t1, la contrainte tangentielle atteint rapidement sa valeur maximale et on constate une distribution assez uniforme de la contrainte tangentielle, avant le pic (instant t2) et au pic (instant t3). Cela confirme l'hypothèse que sur une faible longueur de scellement (7,5xdiamètre de la barre dans ce cas), la distribution des contraintes est uniforme. Après le pic, on observe que la contrainte tangentielle commence à diminuer de manière progressive le long de l'interface.

La Figure 118d présente la contrainte axiale S22. Cette contrainte est distribuée de manière croissante le long de la barre. Son amplitude maximale se trouve du côté de la tête de l'ancrage et la valeur diminue vers zéro de l'autre côté.

Enfin on peut noter des effets de bord aux extrémités de la barre : dans ces zones, on observe des oscillations irrégulières et la valeur absolue des contraintes peut être plus importantes que dans la partie centrale de l'interface barre-scellement. C'est pourquoi dans l'étape suivante, nous n'avons considéré que les contraintes et les déplacements situés dans la partie centrale de l'ancrage. Nous avons discrétisé cette portion retenue en trois zones le long de la barre, de longueur 30mm correspondant à 3 fois la distance entre les verrous (Figure 119). Pour chaque zone, des valeurs moyennes de contrainte et de déplacement relatif entre la barre et des éléments étudiés, ont été déterminées et considérées comme étant des valeurs représentatives du comportement de l'interface.

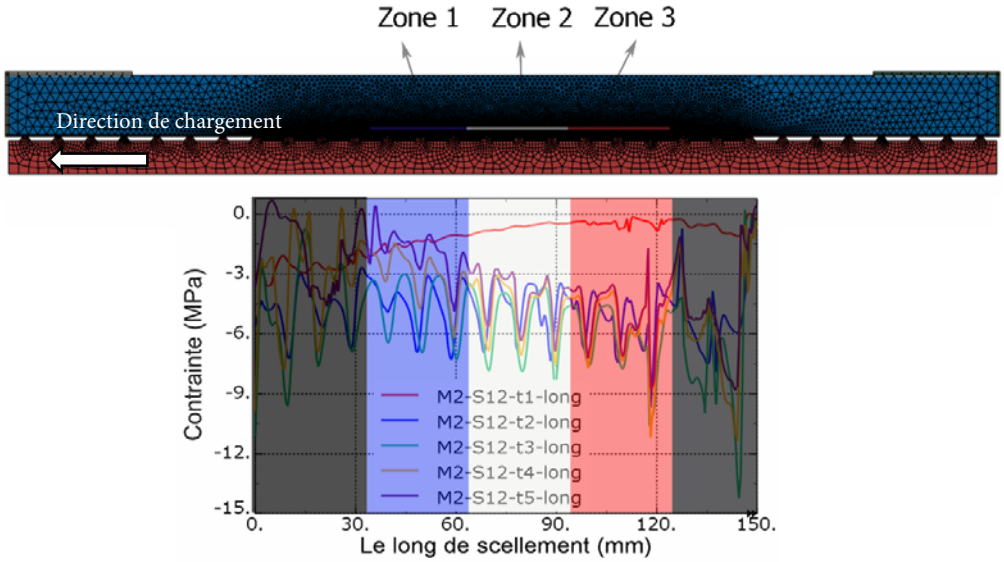


Figure 119 Discrétisation de la portion de barre étudiée en 3 zones le long de l'interface barre-scellement

4.4.2. Détermination de l'état de contraintes et de déplacements à l'interface barre-scellement pour les essais de Moosavi et al (2005)

Dès lors, pour chaque essai, les courbes de comportement de l'interface suivantes ont été tracées :

- contraintes à l'interface en fonction du déplacement en tête du scellement,

- contraintes à l'interface en fonction du déplacement relatif,
- dilatance à l'interface en fonction du déplacement en tête du scellement,
- dilatance à l'interface en fonction du déplacement relatif.

Comme les états de contraintes ont été repérés à une distance de 2 fois la taille des verrous par rapport au diamètre minimal de la barre d'acier et que le modèle de comportement de l'interface barre-scellement proposé est sans épaisseur et placé au diamètre minimal de la barre, il était donc nécessaire de reporter ces états de contraintes à ceux équivalents au diamètre minimal de la barre. Le principe de correction appliqué est illustré sur la Figure 120. La taille des verrous étant petite, les déplacements n'ont pas été corrigés.

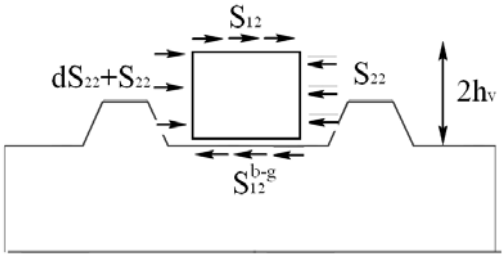


Figure 120 Report des contraintes à l'interface barre-scellement

Contrainte tangentielle

La contrainte tangentielle à l'interface barre-scellement a donc été obtenue par la correction suivante :

$$S_{12}^{b-g} = \mathrm{S}_{12} \times \frac{\mathrm{r_b} + 2h_v}{\mathrm{r_b}} + \mathrm{dS}_{22} \times \frac{[(\mathrm{r_b} + 2h)^2 - \mathrm{r_b^2}]}{\mathrm{r_b}} \qquad (3.90)$$

dans laquelle S_{12}^{b-g} est la contrainte tangentielle à l'interface barre-scellement.

Le calcul montre que la valeur du 2ème terme de cette équation est généralement petite devant celle du 1er terme. S_{12}^{b-g} peut être approchée par la relation suivante :

$$S_{12}^{b-g} = \mathrm{S}_{12} \times \frac{\mathrm{r_b} + 2h_v}{\mathrm{r_b}} \qquad (3.91)$$

Contrainte normale

La contrainte normale à l'interface barre-scellement a été reportée au diamètre minimal de la barre par la relation :

$$S_{11}^{b-g} = S_{11} \times \left(\frac{r_b + 2h_v}{r_b}\right) \qquad (3.92)$$

dans laquelle S_{11}^{b-g} est la contrainte normale à l'interface barre-scellement.

4.4.2.1. Essai M1– Contrainte de confinement 1,3MPa (Moosavi et al. 2005)

Les Figure 121 a,b,c,d présentent l'évolution des contraintes ainsi évaluées dans les trois zones différentes 1, 2, 3 ainsi que la valeur moyenne obtenue sur l'ensemble de ces 3 zones. On peut observer sur ces figures qu'il y une mobilisation simultanée des contraintes le long du scellement avant le pic et qui augmente avec le déplacement. Les contraintes normale et tangentielle sont plus mobilisées en fond d'ancrage qu'en tête d'ancrage.

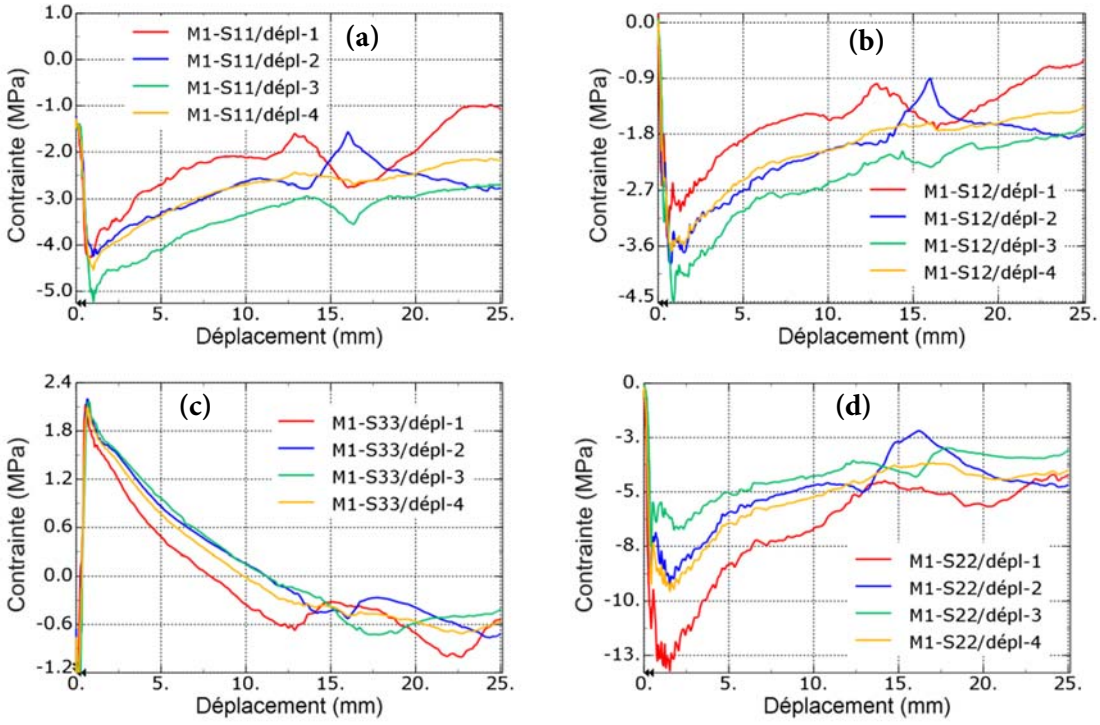


Figure 121 Distribution des contraintes à la distance de deux fois la taille des verrous en fonction du déplacement en tête de la barre

Le déplacement relatif entre la barre d'acier et le scellement a été déterminé en soustrayant le déplacement du scellement du déplacement de la barre d'acier. La Figure 122 présente les évolutions des contraintes normale et tangentielle de l'interface barre-scellement (corrigées au diamètre minimal de la barre) en fonction du déplacement relatif entre eux. Cela ne change pas l'allure des contraintes par rapport à celle évaluée avec le déplacement absolu. Par contre la correction par rapport au diamètre minimal conduit logiquement à une augmentation des contraintes.

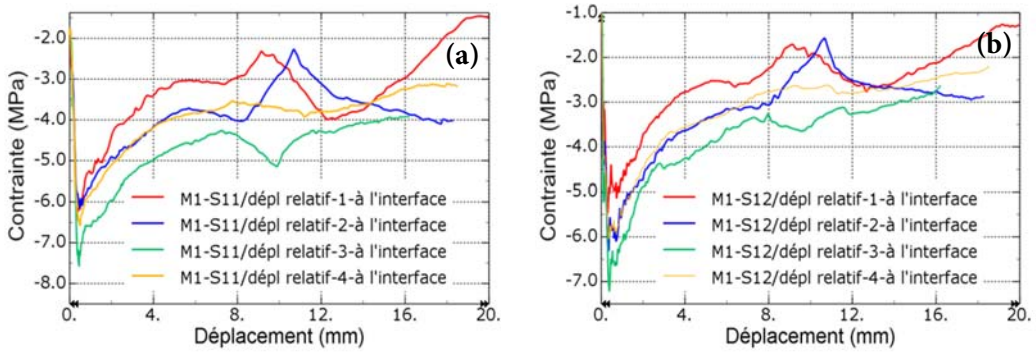


Figure 122 Contraintes à l'interface barre-scellement
en fonction du déplacement relatif entre la barre d'acier et le scellement

Sur les Figure 123 a et b, la dilatance à l'interface barre-scellement en fonction du déplacement en tête de l'ancrage et du déplacement relatif entre la barre d'acier et le scellement est présentée. Par rapport au déplacement relatif, avant la phase résiduelle, la dilatance est la même quelle que soit la zone.

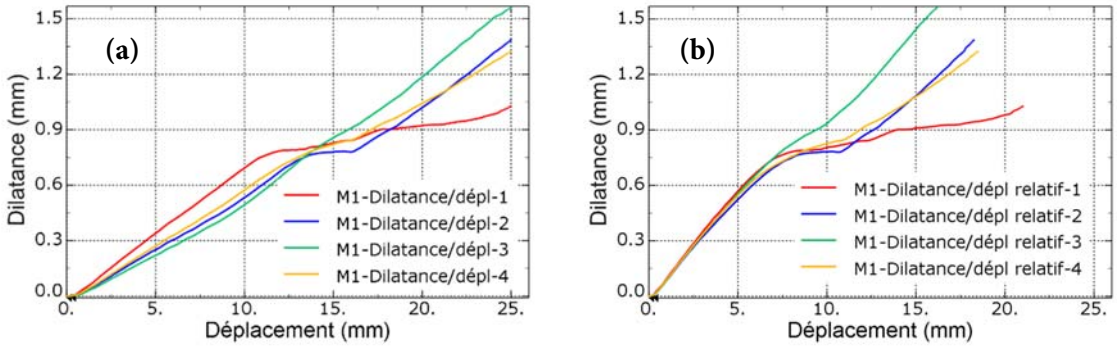
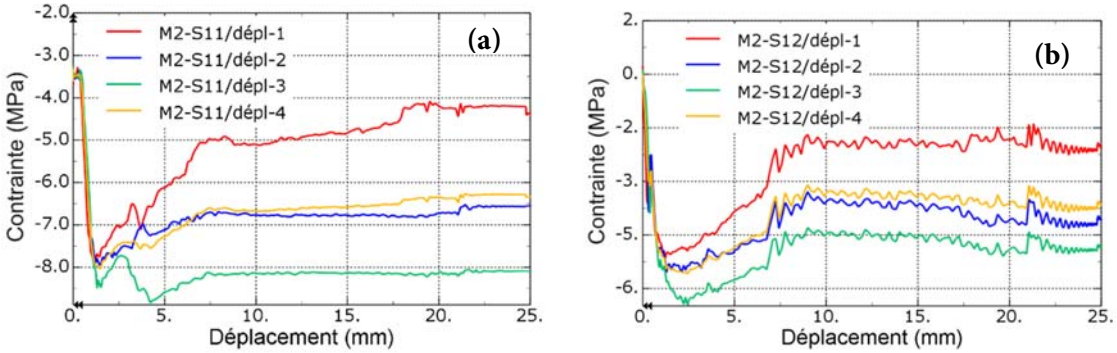


Figure 123 Dilatance à l'interface barre-scellement en fonction du
(a) déplacement en tête de la barre (b) déplacement relatif entre la barre et le scellement

4.4.2.2. Essai M2 - Contrainte de confinement 3,2MPa (Moosavi et al., 2005)

Les Figure 124, Figure 125 et Figure 126 présentent les mêmes évolutions des contraintes et de la dilatance pour l'essai M2.



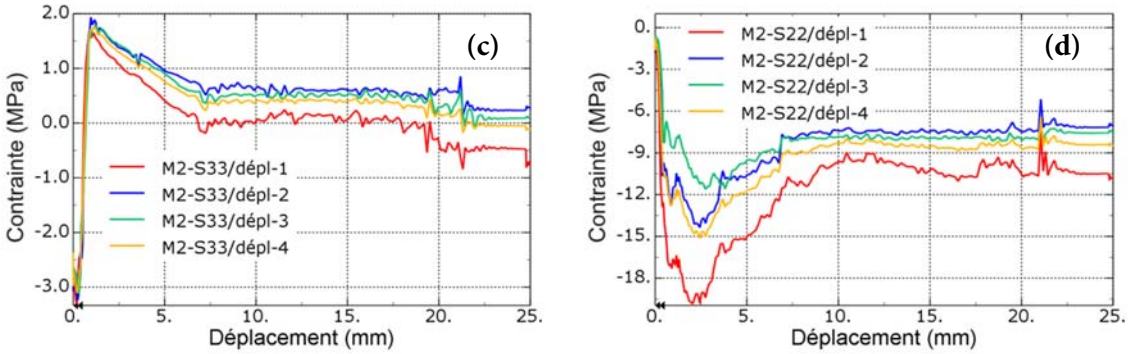


Figure 124 Distribution des contraintes à la distance de deux fois la taille des verrous en fonction du déplacement en tête de la barre

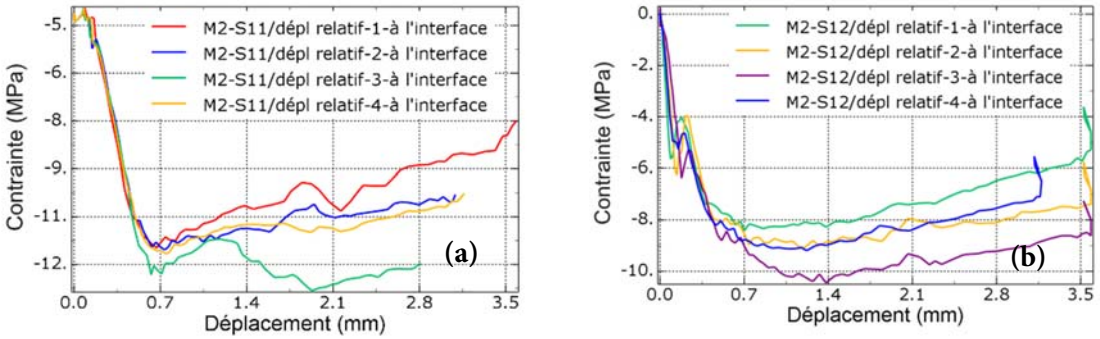


Figure 125 Contraintes à l'interface barre-scellement en fonction du déplacement relatif entre la barre d'acier et le scellement

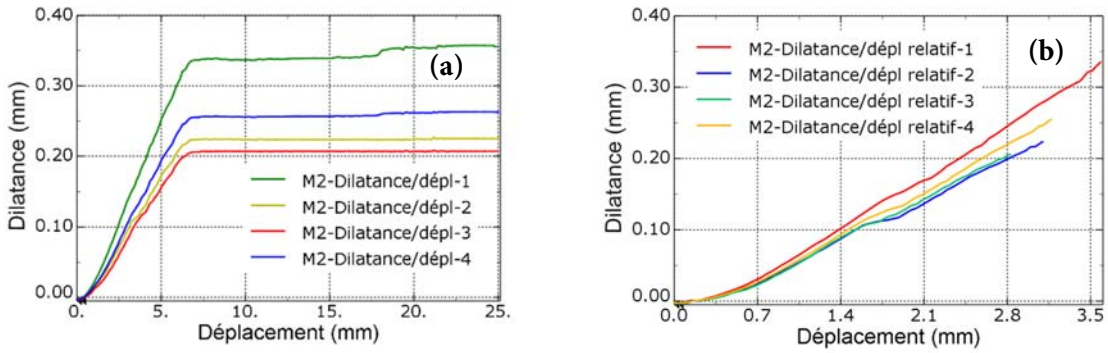


Figure 126 Dilatance à l'interface barre-scellement en fonction du (a) déplacement en tête de la barre (b) déplacement relatif entre la barre et le scellement

4.4.2.3. Essai M3- Contrainte de confinement 4,8MPa (Moosavi et al., 2005)

Les Figure 127, Figure 128 Figure 129 présentent les mêmes évolutions des contraintes et de la dilatance pour l'essai M3.

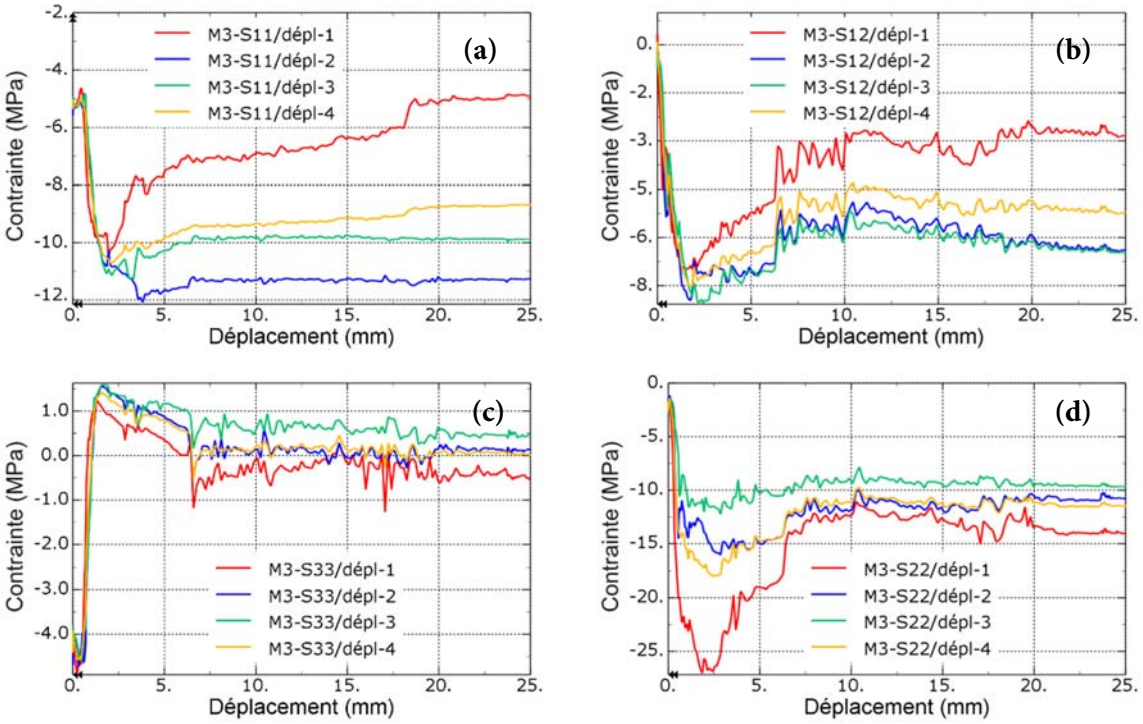


Figure 127 Distribution des contraintes à la distance de deux fois la taille des verrous en fonction du déplacement en tête de la barre

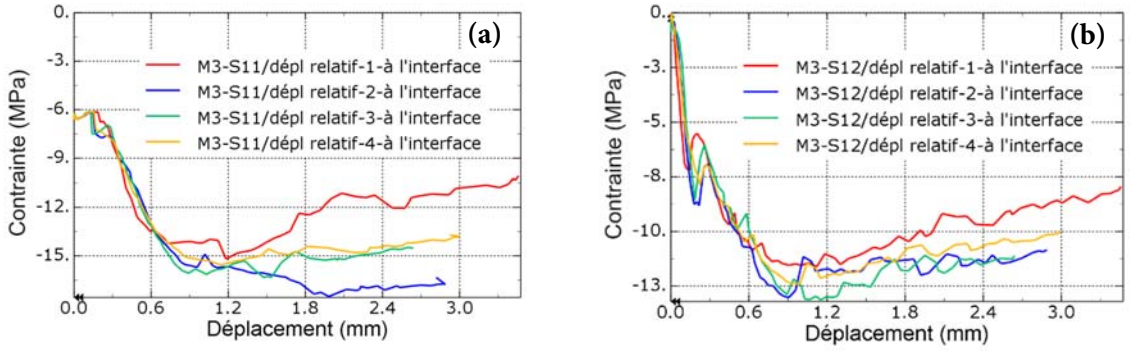


Figure 128 Contraintes à l'interface barre-scellement en fonction du déplacement relatif entre la barre d'acier et le scellement

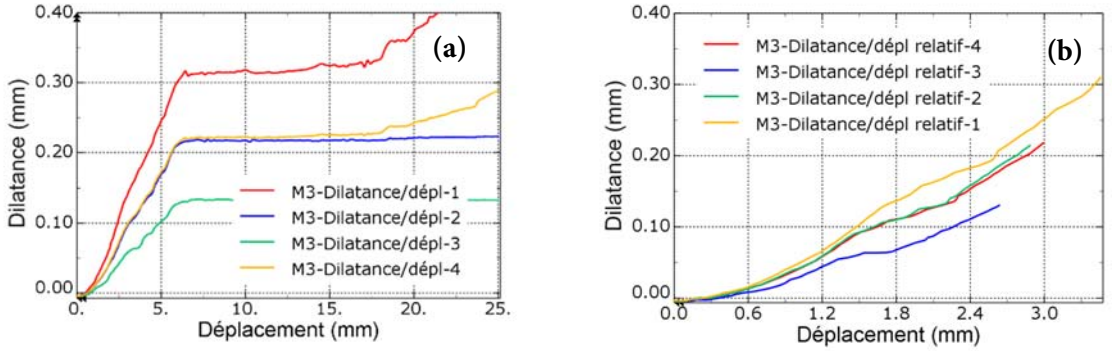


Figure 129 Dilatance à l'interface barre-scellement en fonction du (a) déplacement en tête de la barre (b) déplacement relatif entre la barre et le scellement

4.4.2.4. Essai M4- Contrainte de confinement 6,4MPa (Moosavi et al. 2005)

Les Figure 130, Figure 131 et Figure 132 présentent les mêmes évolutions des contraintes et de la dilatance pour l'essai M4.

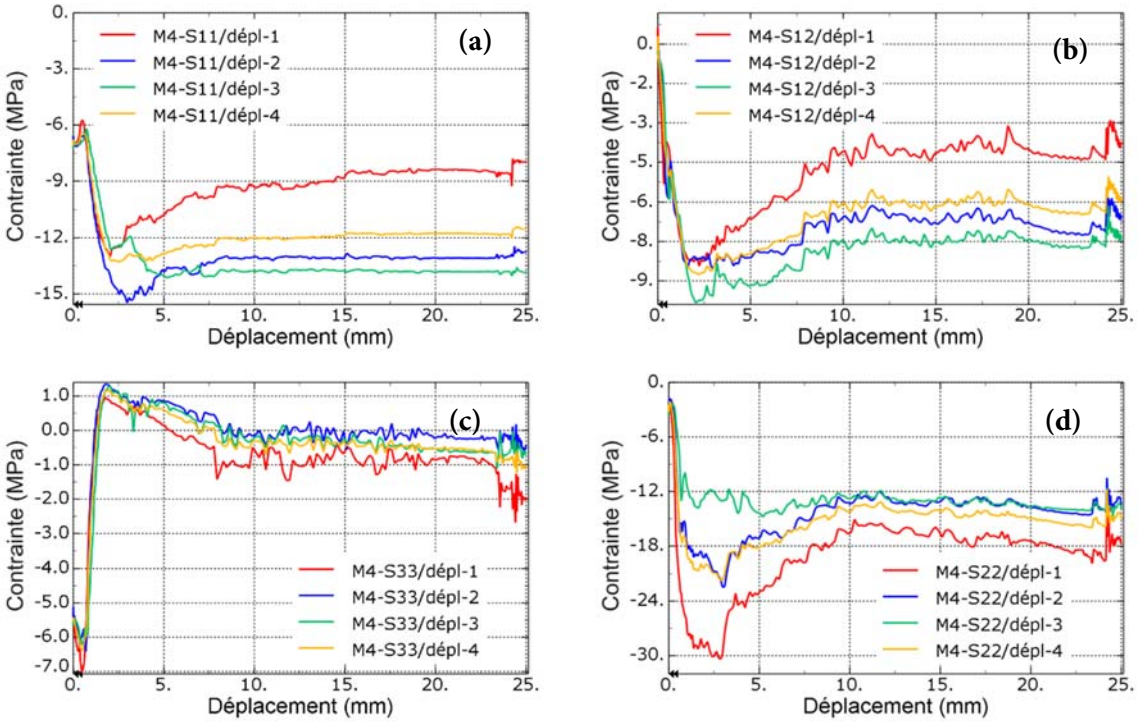


Figure 130 Distribution des contraintes à la distance de deux fois la taille des verrous en fonction du déplacement en tête de la barre

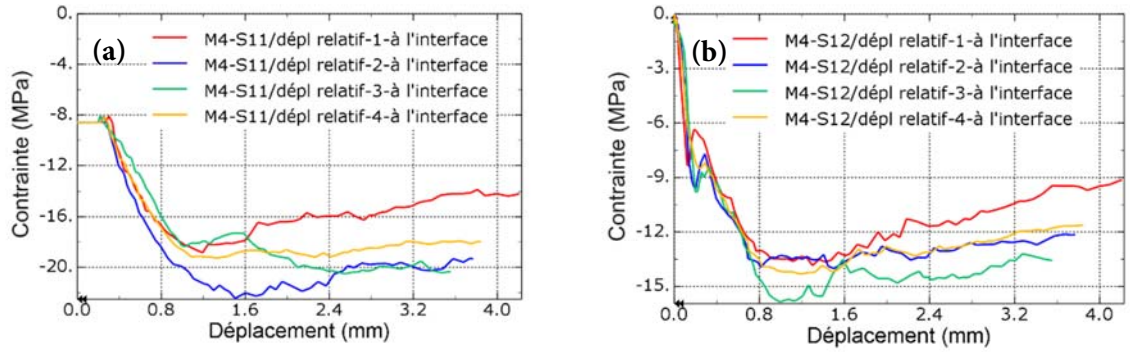


Figure 131 Contraintes à l'interface barre-scellement en fonction du déplacement relatif entre la barre d'acier et le scellement

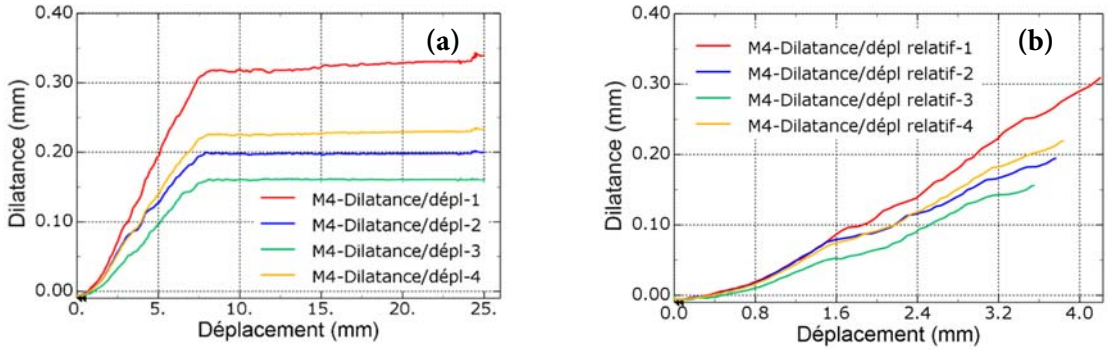


Figure 132 Dilatance à l'interface barre-scellement en fonction du
(a) déplacement en tête de la barre (b) déplacement relatif entre la barre et le scellement

4.4.2.5. Comparaison des essais

Les Figure 133 et Figure 134 présentent les évolutions des contraintes et de la dilatance moyennées sur les trois zones des différents essais en fonction du déplacement en tête de la barre. Les Figure 135 et Figure 136 présentent les mêmes évolutions, cette fois-ci en fonction du déplacement relatif entre la barre et le scellement. Sur ces figures, les points de début de la plasticité et de l'initialisation de la dégradation de la cohésion sont également indiqués. Ils ont permis de délimiter les zones pour l'évaluation des paramètres du modèle de l'interface.

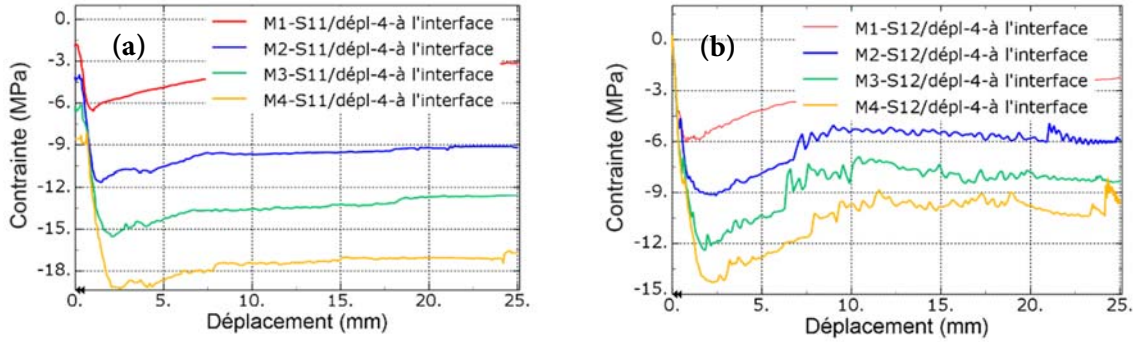


Figure 133 Etats de contraintes à l'interface S11 et S12
en fonction du déplacement en tête de la barre

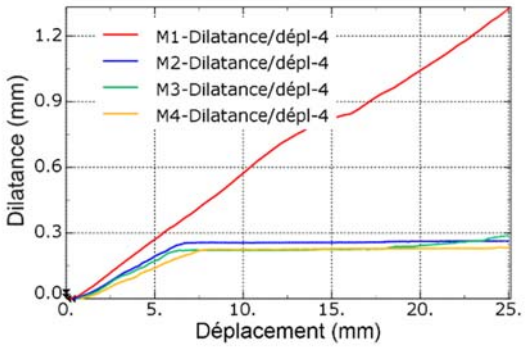


Figure 134 Dilatance à l'interface barre-scellement en fonction
du déplacement en tête de la barre

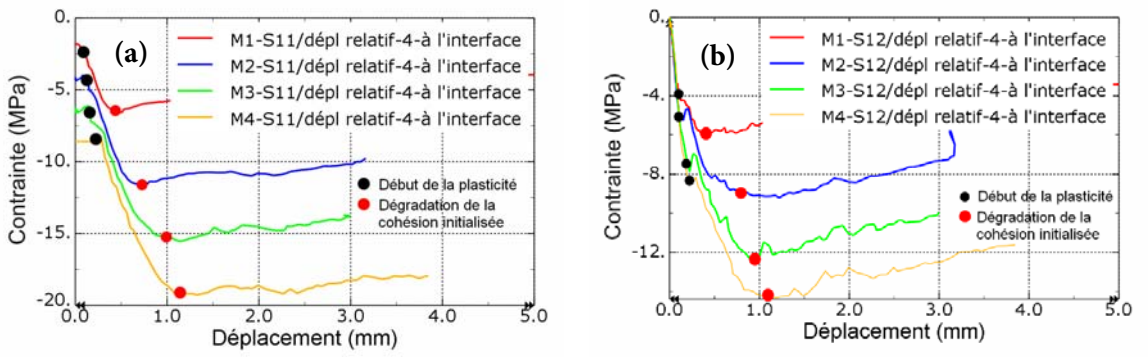


Figure 135 Etats de contraintes à l'interface S11 et S12
en fonction du déplacement relatif entre barre-scellement

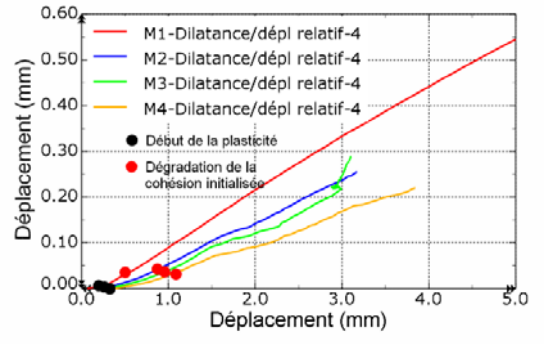


Figure 136 Dilatance à l'interface barre-scellement en fonction
du déplacement relatif barre-scellement

4.4.3. Calibration des paramètres du modèle d'interface pour les essais de Moosavi et al. (2005)

Matrice de rigidité de l'interface barre-scellement

Les rigidités de l'interface barre-scellement ont été déterminées sur base de la relation entre les contraintes et les déplacements correspondants dans la phase élastique du comportement de l'interface (Figure 122, Figure 125, Figure 128 et Figure 131). On peut observer sur ces figures que le comportement élastique de l'interface pour les trois zones est quasi identique. Pour cette raison, nous avons considéré la valeur moyenne sur la longueur de scellement de 9cm pour évaluer les rigidités de l'interface barre-scellement. Ces courbes de comportement ont été regroupées sur les Figure 135 et Figure 136. Par définition, la matrice de rigidité définit l'incrément des contraintes en fonction de l'incrément des déplacements à l'interface barre-scellement :

$$\begin{bmatrix} D_{nn} & D_{nt} \\ D_{tn} & D_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\delta \\ \Delta\gamma \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta\sigma \\ \Delta\tau \end{Bmatrix}$$

Dans la phase de comportement élastique, on ne considère pas de couplage entre le comportement normal et le comportement tangentiel. En effet, comme on peut l'observer sur la Figure 136, il n'y a pas de dilatance dans cette phase. Cela est d'ailleurs confirmé par

l'analyse des résultats d'essai de différents auteurs Lutz (1967), Malvar (1992) et d'après Cox & Herrmann (1998). Alors $D_{nt} = D_{tn} = 0$ et les rigidités D_{tt} et D_{nn} sont déterminées à partir des relations suivantes :

$$D_{tt} = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \; et \; D_{nn} \; = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\delta}$$

Sur la Figure 135b, les pentes initiales du comportement des essais sont quasi-identiques : Dtt vaut environ 50MPa/mm. La rigidité normale de l'interface Dnn a été choisie de manière à assurer un bon compromis entre la précision et la convergence de la simulation. La valeur Dnn est théoriquement égale à l'infinie pour éviter la pénétration entre la barre et le scellement. Cependant cela pénalise la convergence. Dans notre cas, nous avons adopté une rigidité normale d'un ordre de grandeur supérieure à la rigidité tangentielle. Dnn a été choisie égale à 1000MPa/mm

Surface de plasticité

Afin de déterminer la surface de plasticité, à partir de l'allure de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale à l'interface barre-scellement pour les différents essais (Figure 122, Figure 125, Figure 128, Figure 131), les valeurs au pic ont permis d'obtenir la surface de plasticité initiale et les valeurs résiduelles, la surface de plasticité finale. Le Tableau 21 résume les couples de contraintes ainsi identifiées pour chaque surface.

Tableau 21 Valeurs sur les surfaces de plasticité pour les 3 zones différentes de chaque essai

Essais		Surface de plasticité initiale		Surface de plasticité finale	
		σ (MPa)	τ (MPa)	σ (MPa)	τ (MPa)
M1	Zone 1	6.00	5.30	3.00	2.20
	Zone 2	6.50	6.00	3.75	2.75
	Zone 3	7.60	7.00	4.25	3.10
	Moyen	6.70	6.10	3.67	2.68
M2	Zone 1	11.00	8.25	6.80	3.60
	Zone 2	11.50	9.00	9.90	5.70
	Zone 3	12.75	9.75	11.75	7.00
	Moyen	11.75	9.00	9.48	5.43
M3	Zone 1	14.40	11.50	9.90	5.30
	Zone 2	17.10	12.00	16.40	9.00
	Zone 3	16.20	12.80	14.25	8.70
	Moyen	15.90	12.10	13.52	7.67
M4	Zone 1	18.50	13.70	12.50	7.00
	Zone 2	19.50	13.50	19.00	10.50
	Zone 3	20.00	14.50	20.00	11.50
	Moyen	19.33	13.90	17.17	9.67

Ces valeurs ont également été représentées sur la Figure 137. A partir de ces points, les paramètres du modèle de comportement ont été déterminés par la méthode des moindres carrés :

$$C_0 = 1{,}0MPA;\ C_{init} = 6{,}0\ MPa, C_r = 0{,}5\ MPa, \phi_{init} = 26°; \phi_{final} = 26°$$

Les surfaces de plasticité initiale et finale obtenues ont également été tracées sur la Figure 137. Les coefficients de corrélation pour ces surfaces sont de 0,98 et 0,99 pour les états de contraintes, respectivement initial et final.

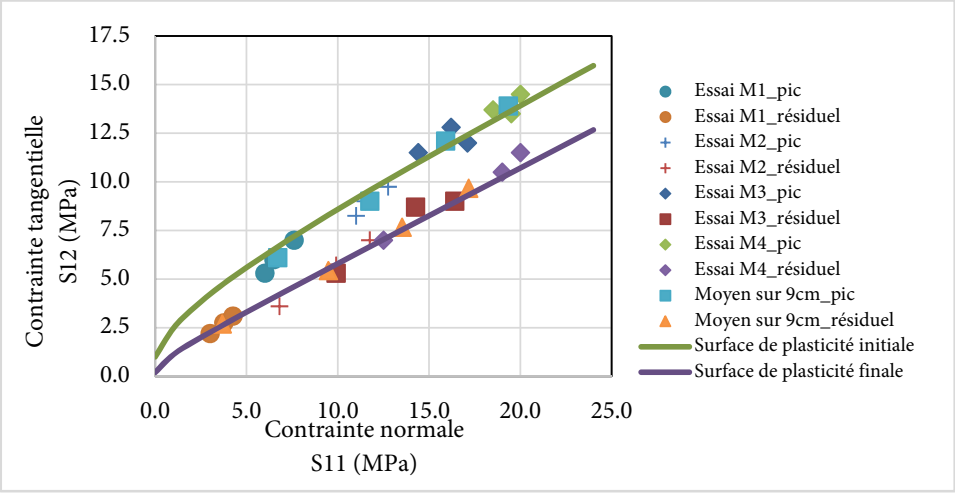


Figure 137 Surfaces de plasticité

Les autres paramètres à définir concernent la décroissance de la cohésion :

- la distance entre les verrous L_v qui est de 10,0mm,

- et $\alpha = 3{,}0$ qui permet de traduire une décroissance plus ou moins linéaire de la cohésion pour un déplacement relatif de l'interface de 10mm (Figure 138).

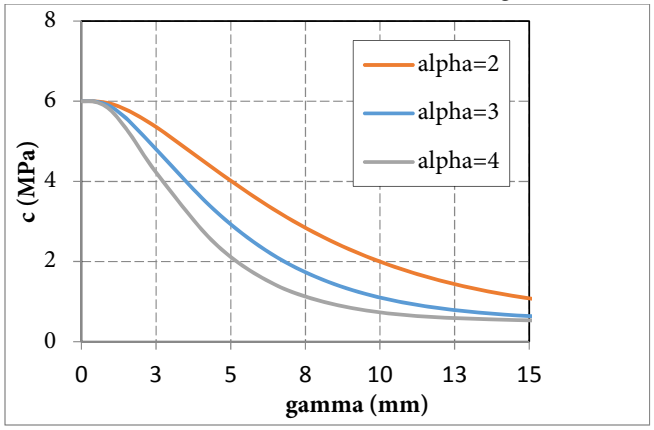


Figure 138 Formes de la décroissance de la cohésion en fonction de α

Potentiel plastique

La dilatance maximale a été prise égale à 0,05mm, valeur correspondante à la dilatance de l'interface barre-scellement quand la force appliquée atteint sa valeur maximale et que la cohésion va commencer à se dégrader (Figure 136).

En ce qui concerne l'angle de dilatance, il permet de décrire l'évolution de la dilatance avant sa valeur maximale, comme illustrée sur la Figure 139. Cette figure présente les courbes d'évolution de la dilatance en fonction du déplacement relatif de l'interface pour différents angles de dilatance. La pente initiale de ces courbes est égale à $\tan(\psi)$. On peut noter que plus l'angle de dilatance est grand, plus le déplacement relatif nécessaire pour atteindre la dilatance maximale est petit. La Figure 135 nous indique que la dilatance atteint sa valeur maximale pour différents déplacements relatifs après l'état élastique, de 0,2 mm pour l'essai M1 à 0,9mm pour l'essai M4. Ainsi l'angle de dilatance varie en fonction de la contrainte de confinement : plus la contrainte de confinement est importante, plus l'angle de dilatance est petit. Dans notre cas, l'angle de dilatance de l'interface barre-scellement a été considéré associé à l'angle de frottement initial de l'interface et a donc été choisi égal à 26°. Avec cet angle de dilatance, le processus de diltance prend fin après un déplacement relatif de 0,4mm.

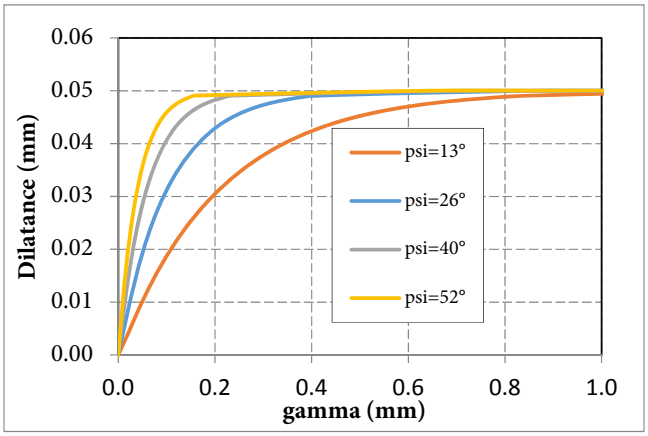


Figure 139 Allure de la distribution de la dilatance en fonction de l'angle de dilatance

4.4.4. Modélisation des essais de Moosavi et al. (2005) avec modèle d'interface équivalent

Cette partie a permis de tester le modèle équivalent du comportement de l'interface sur les essais d'arrachement de Moosavi et al. (2005) sous contraintes de confinement constantes.

4.4.4.1. Test du modèle de comportement de l'interface

Géométrie

Dans cet essai, la géométrie, les conditions aux limites du modèle numérique avec verrous ont été reprises, à l'exception de la géométrie réelle de l'interface barre-scellement qui a été remplacée par des éléments d'interface équivalents sans épaisseur. Le modèle a été discrétisé avec des éléments axisymétriques triangulaires et quadrilatéraux. La taille des éléments du scellement est de 1,0mm. Celle des éléments de la barre d'acier est de 2,0mm. La Figure 140 présente la géométrie et le maillage du modèle.



Figure 140 Géométrie et maillage avec modèle d'interface équivalent des essais de Moosavi at al. (2005)

Modèles de comportement des matériaux et de l'interface barre-scellement :

Les modèles de comportement du scellement et de l'acier ont été pris identiques à ceux utilisés dans la modélisation avec des verrous, et présentés au paragraphe 3.1.3 (chapitre 3).

Les paramètres du modèle d'interface équivalent sont résumés dans le Tableau 22.

Tableau 22 Paramètres du modèle d'interface pour les essais de Moosavi et al. (2005)

Groupe de paramètres	Paramètre	Symbole	Unité	Valeur
Elasticité	Rigidité tangentielle	Dtt	[MPa/mm]	50
	Rigidité normale	Dnn	[MPa/mm]	1000
	Rigidité Dnt	Dnt	[MPa/mm]	0
	Rigidité Dtn	Dtn	[MPa/mm]	0
Surface de plasticité	Angle de frottement initial	ϕinit	[°]	26
	Angle de frottement final	ϕfinal	[°]	26
	Cohésion initiale à haut confinement	Cinit	[MPa]	6,0
	Cohésion initiale à faible confinement	C0	[MPa]	1,0
	Cohésion résiduelle	Cr	[MPa]	0,5
	Distance entre verrous	Lv	[mm]	10,0
	Paramètre de radoucissement	α	[ ]	3,0
Potentiel plastique	Angle de dilatance	ψ	[°]	26,0
	Dilatance	δ_{max}	mm	0,050
	Paramètre	ϑ	[ ]	0,1

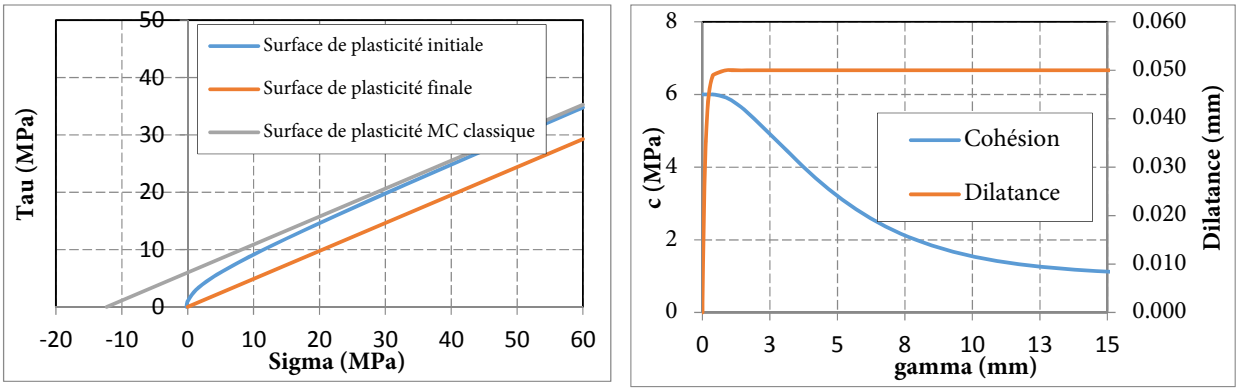


Figure 141 Modèle du comportement à l''interface :
(a) Surfaces de plasticité (b) cohésion et dilatance

Résultats de la modélisation avec modèle d'interface équivalent et comparaison avec la modélisation avec verrous

(1) Courbes de comportement

La Figure 142 présente les courbes de comportement force-déplacement en tête du scellement obtenues avec le modèle d'interface équivalent ainsi que les courbes obtenues par la modélisation avec verrous et les courbes expérimentales. On peut noter une bonne reproduction de la modélisation avec les verrous mais également du comportement expérimental.

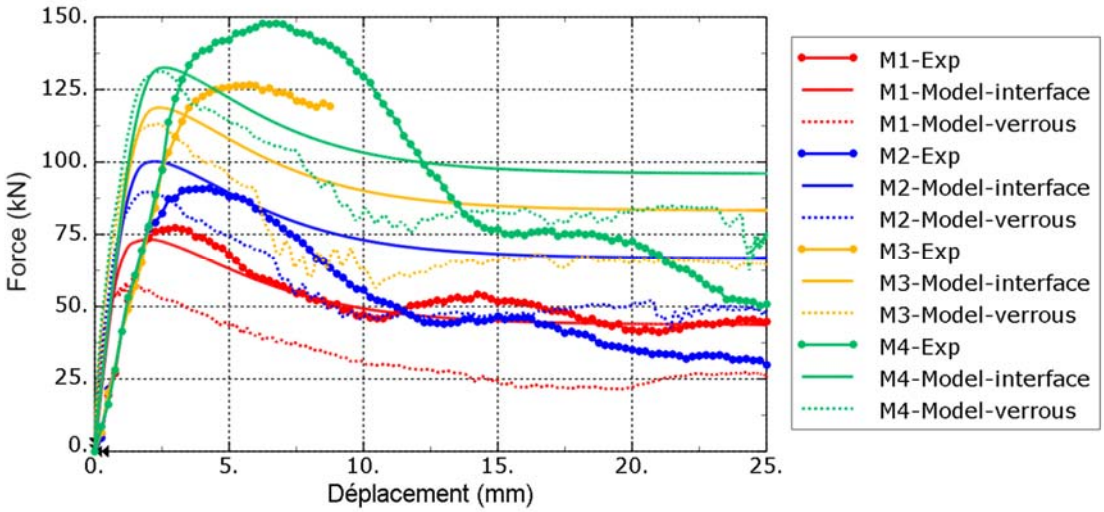


Figure 142 Courbes de comportement force appliquée-déplacement en tête de la barre :
comparaison entre modélisation numérique et expérimentation

(2) Profils de contrainte le long de l'interface

La Figure 143présente la distribution des contraintes normale et tangentielle à l'interface barre-scellement correspondant à différents déplacements en tête du scellement, pour l'essai M2.

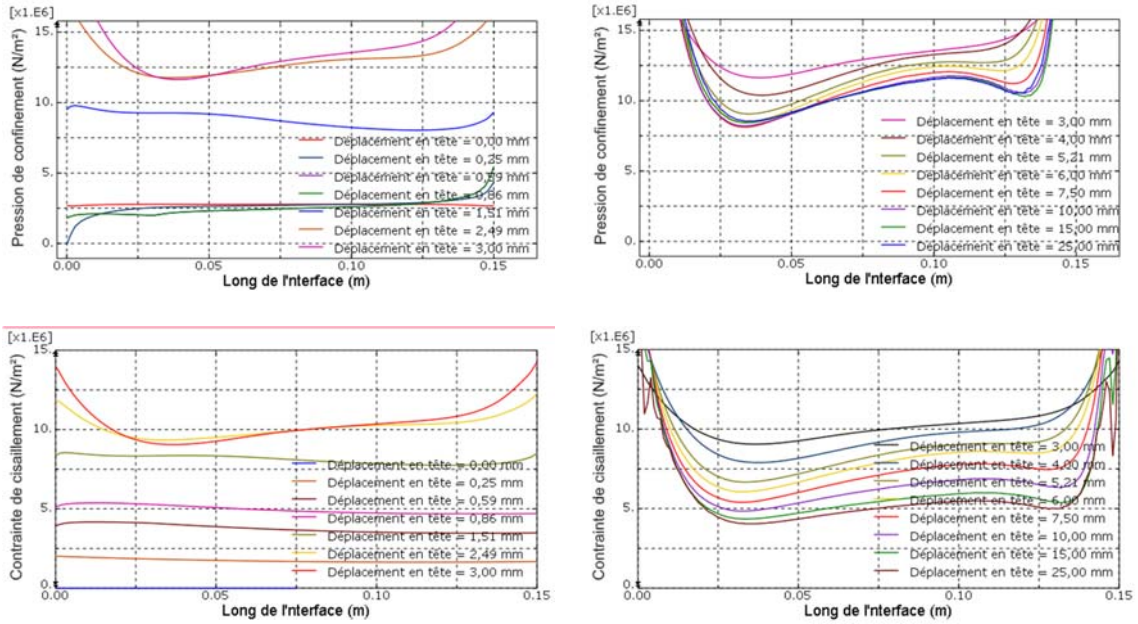


Figure 143 Distribution des contraintes le long de l'interface
pour différents déplacements en tête de l'essai M2

On peut remarquer un effet de bord sur une faible longueur de scellement, de l'ordre de 25mm de part et d'autre de l'interface. Les contraintes normales dans ces zones sont plus importantes par rapport à la zone centrale. Par conséquent, les contraintes tangentielles mobilisées sont également plus grandes dans ces zones.

En dehors de ces deux zones aux extrémités, on observe une distribution relativement uniforme des contraintes à l'interface barre-scellement traduisant une mobilisation simultanée des contraintes normale et tangentielle au fur et à mesure du déplacement de la tête de l'ancrage.

(3) Etat de contraintes à l'interface barre-scellement

Les états de contraintes à l'interface barre-scellement obtenus avec le modèle d'interface équivalent sont tracés en fonction du déplacement et comparés aux résultats du modèle avec verrous.

Les Figure 144a et b présentent les courbes, respectivement de la contrainte normale et de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement en tête de la barre. On peut alors faire les observations suivantes :

- avant le pic, le modèle d'interface équivalent reproduit fidèlement les courbes de comportement du modèle avec verrous, à la fois des points de vue normal et tangentiel. Pour chaque essai, la contrainte normale part d'une valeur initiale non-nulle due à la pression à l'extérieur de l'échantillon et qui augmente au fur et à mesure qu'on applique un déplacement en tête du scellement. Cela s'explique par le comportement dilatant à l'interface. Par ailleurs, la contrainte tangentielle augmente à partir de zéro et atteint une valeur de pic qui est proportionnelle à la contrainte normale.

- après le pic, le modèle d'interface équivalent impose une dilatance limitée : la contrainte normale est gardée constante. Dans le modèle avec verrous, la dilatance n'a pas été limitée ce qui provoque une fissuration de l'échantillon. La contrainte normale chute légèrement et se stabilise vers une valeur constante égale à la pression extérieure multipliée par le rapport entre les diamètres extérieur et intérieur du scellement.

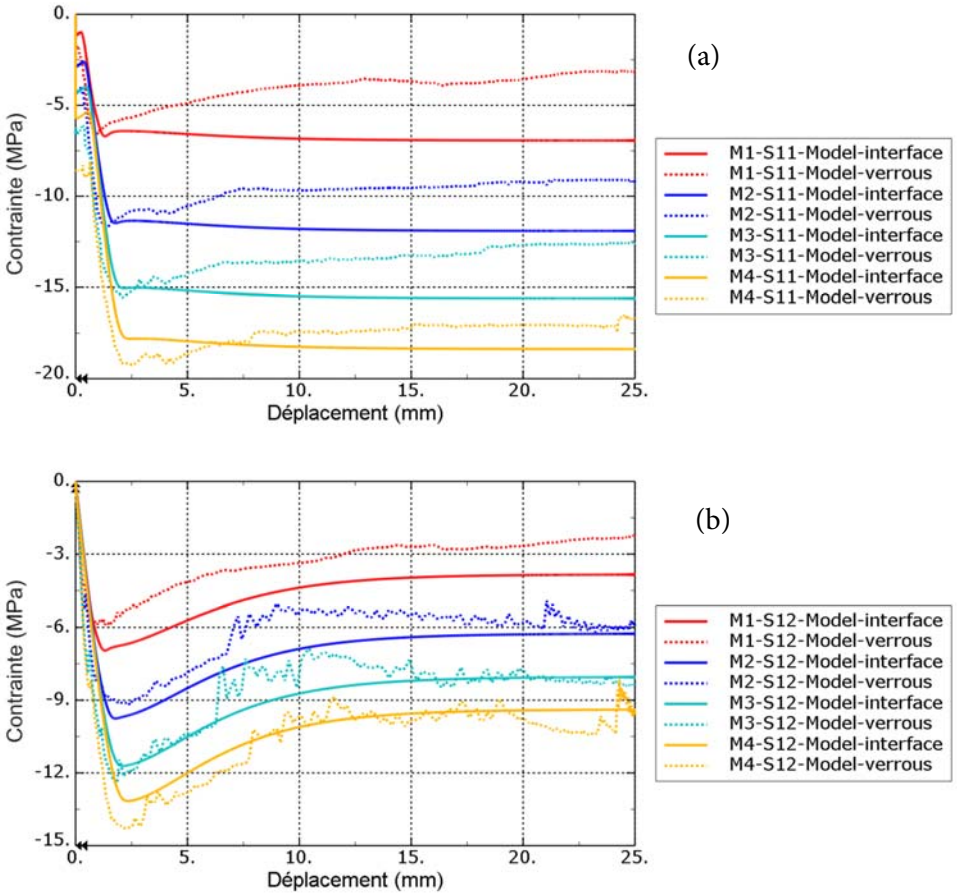


Figure 144 Comparaison des résultats du modèle d'interface équivalent avec ceux du modèle avec des verrous
(a) contrainte normale (b) contrainte tangentielle
en fonction de déplacement en tête de la barre

On obtient une bonne concordance du point de vue des états de contrainte entre les deux modèles, sans et avec verrous.

Dans des conditions d'essais sous pression de confinement constant, le modèle d'interface barre-scellement développé reproduit assez fidèlement le comportement à l'interface.

4.4.4.2. Etude de sensibilité des paramètres du modèle d'interface

Une étude de sensibilité a été réalisée afin de mieux comprendre l'influence de chacun des paramètres du modèle sur le comportement global de l'ancrage : force appliquée-

déplacement en tête de la barre A l'exception des paramètres Dnt, Dtn, L_v et ϑ qui ont été imposés, l'étude de sensibilité a consisté à faire varier un paramètre du modèle d'interface équivalent en gardant les autres paramètres égaux aux valeurs de référence. Le Tableau 23 résume l'étude de sensibilité réalisée. Cette étude a été réalisée pour l'essai M2, soit sous une pression de confinement de 3,2MPa.

Tableau 23 Etude de sensibilité des paramètres du modèle d'interface

Groupe de paramètres	Paramètre	Symbole	Unité	Valeur de référence	Variations
Elasticité	Rigidité tangentielle Dtt	Dtt	[MPa/mm]	50	2 ; 10, 100, 200
	Rigidité normale Dnn	Dnn	[MPa/mm]	1000	0,1E3 ; 0,5E3 ; 10E3
	Rigidité Dnt	Dnt	[MPa/mm]	0	Non étudié
	Rigidité Dtn	Dtn	[MPa/mm]	0	Non étudié
Surface de plasticité	Angle de frottement initial	ϕinit	[°]	26	10 ; 30
	Angle de frottement final	ϕfinal	[°]	26	10 ; 30
	Cohésion initiale à haut confinement	Cinit	[MPa]	6,0	0,5 ; 3,0 ; 9,0
	Cohésion initiale à faible confinement	C0	[MPa]	1,0	2,0 ; 5,0
	Cohésion résiduelle	Cr	[MPa]	0,5	0 ; 3,0
	Distance entre verrous	L_v	[mm]	10,0	Non étudié
	Paramètre de radoucissement	α	[ ]	3,0	2,0 ; 3,0 ; 4,0
Potentiel plastique	Angle de dilatance	ψ	[°]	26,0	13,0 ; 40,0
	Dilatance	δ_{max}	[mm]	0.050	0,025 ; 0,075
	Paramètre	ϑ	[ ]	0.1	Non étudié

Sensibilité à la rigidité Dtt

La Figure 145 présente la sensibilité de la courbe de comportement global de l'ancrage à la rigidité Dtt. On peut constater que la variation de la rigidité tangentielle Dtt modifie la pente initiale de la courbe de comportement et par conséquent, la valeur du déplacement correspondant à la force maximale. Cependant elle ne modifie pas la valeur de la force au pic, ni celle de la force résiduelle que peut mobiliser l'interface.

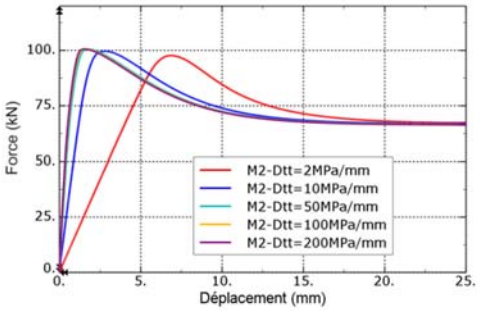


Figure 145 Etude de sensibilité de Dtt

Sensibilité à la rigidité Dnn

La Figure 146 présente la sensibilité du comportement global de l'ancrage à la rigidité Dnn.. On peut observer sur la Figure 146, qu'une faible valeur de Dnn diminue la résistance de l'ancrage car elle cause des interpénétrations sévères entre la barre et le scellement, ce qui est physiquement inadmissible dans notre cas. D'après l'étude de sensibilité, une valeur Dnn comprise entre 10^3 et10^4 MPa/mm assure un bon compromis entre la précision et la convergence, soit de l'ordre de 10 x Dtt.

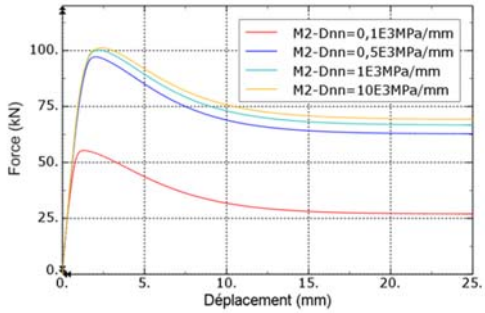


Figure 146 Etude de sensibilité de Dnn

Sensibilité aux angles de frottement ($\phi_{init} = \phi_{final} = \phi$)

La Figure 147 présente la sensibilité du comportement global de l'ancrage aux angles de frottement initial et final. Dans cette étude, on considère que ces deux angles sont identiques. L'augmentation de l'angle de frottement conduit logiquement à une augmentation de la résistance de l'ancrage.

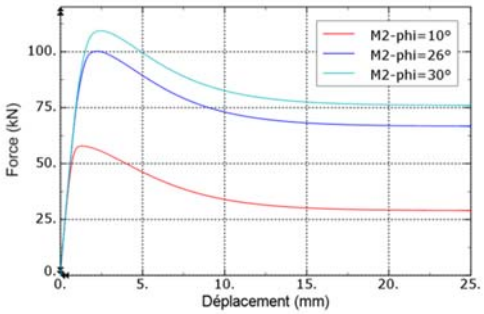


Figure 147 Etude de sensibilité de l'ange de frottement

Sensibilité à la cohésion initiale C_{init}

La Figure 148 présente la sensibilité du comportement global de l'ancrage à la cohésion initiale C_{init}. On peut observer que l'augmentation de la cohésion a pour effet d'augmenter la résistance au pic de l'essai.

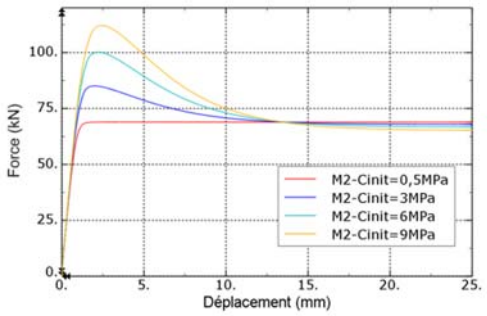


Figure 148 Etude de sensibilité de C_{ini}

Sensibilité à la cohésion finale C_r

La Figure 149 présente la sensibilité du comportement global de l'ancrage à la cohésion résiduelle. On peut observer que l'augmentation de la cohésion finale a pour effet d'augmenter la résistance résiduelle de l'ancrage.

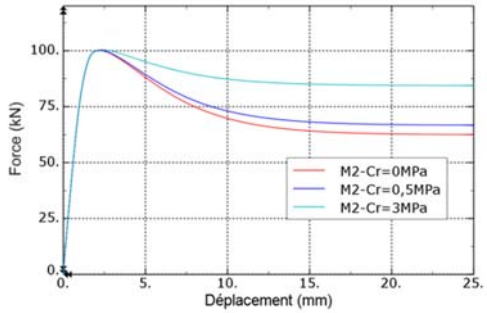


Figure 149 Etude de sensibilité de C_r

Sensibilité au paramètre α

La Figure 150 présente la sensibilité du comportement global de l'ancrage au paramètre α. On peut observer que plus la valeur α est importante, plus la pente de radoucissement est importante.

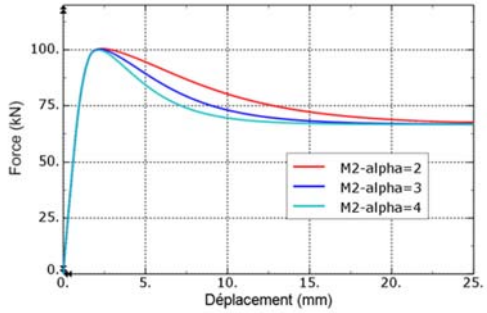


Figure 150 Etude de sensibilité de α

Sensibilité à la dilatance maximale

La Figure 151 présente la sensibilité du comportement global de l'ancrage à la dilatance maximale. La dilatance fait augmenter la contrainte normale à l'interface barre-scellement par la déformation de l'enceinte de scellement, du fait de la pression de confinement à l'extérieur de l'échantillon. La contrainte tangentielle étant proportionnelle à la contrainte normale à

l'interface barre-scellement, elle augmente également. Il s'avère qu'à partir d'une certaine valeur de la dilatance maximale, la contribution de l'enceinte de scellement est totalement mobilisée. Par conséquent, la résistance de l'ancrage n'augmente plus.

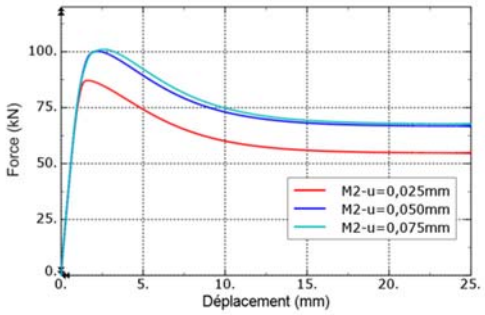


Figure 151 Etude de sensibilité de la dilatance maximale

Sensibilité à l'angle de dilatance ψ

La Figure 152 présente la sensibilité du comportement global de l'ancrage à l'angle de dilatance. On peut noter que l'angle de dilatance pour ces essais n'a pas d'influence.

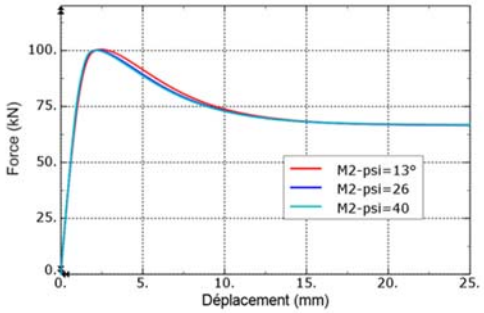


Figure 152 Dilatance de l'interface pour différents angles de dilatance

4.5. Validation du modèle sur les essais d'arrachement de Benmokrane et al. (1995)

Dans cette partie, le modèle d'interface équivalent proposé a été utilisé pour modéliser les essais d'arrachement de Benmokrane et al. (1995) sous rigidité de confinement constante afin de vérifier l'aptitude du modèle d'interface proposé à reproduire le comportement à l'interface. Pour cela, le travail a consisté à :

- établir les paramètres du modèle d'interface équivalent en se basant sur des essais numériques sous des pressions de confinement constantes ;
- utiliser ces paramètres pour modéliser les essais d'arrachement de Benmokrane et al. (1995) de différentes longueurs de scellement ;
- comparer les résultats avec ceux de la modélisation avec des verrous et ceux de l'expérimentation.

4.5.1. Calibration du modèle de comportement de l'interface barre-scellement par des essais type « Moosavi »

Modèle numérique pour détermination des paramètres du modèle d'interface équivalent

Pour déterminer les paramètres du modèle d'interface, un modèle numérique en axisymétrie a été construit en se basant sur le principe des essais de Moosavi et al. (2005). La barre d'acier a été modélisée avec sa géométrie réelle soit un diamètre minimal de d=15,8mm, une hauteur des verrous de h_v=1,1mm, et une longueur totale de 10d. Deux anneaux métalliques ont été placés aux extrémités et bloqués en déplacement. Une épaisseur de scellement de 20mm a été choisie et une longueur effective de scellement de 5d. L'échantillon numérique a été soumis à des contraintes de confinement à l'extérieur du scellement. La Figure 153 présente la géométrie, les conditions aux limites ainsi que le chargement des essais numériques. Les mêmes modèles de comportement utilisés dans la modélisation avec des verrous des essais de Benmokrane et al. (1995) ont été utilisés.

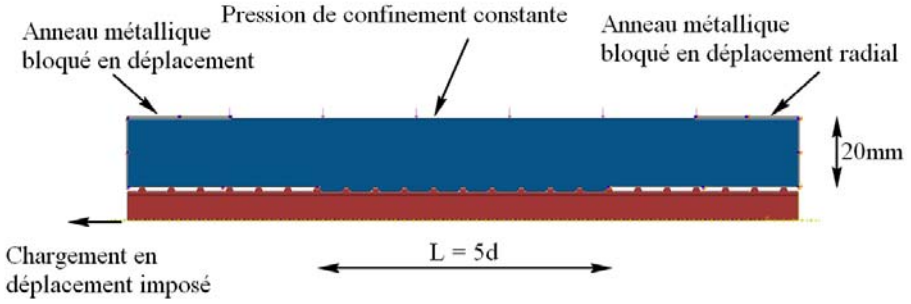


Figure 153 Modèle numérique des essais de calibration

Détermination des paramètres du modèle d'interface

La Figure 154 présente les courbes de comportement global de l'ancrage sous différentes contraintes de confinement à l'issue des essais numériques.

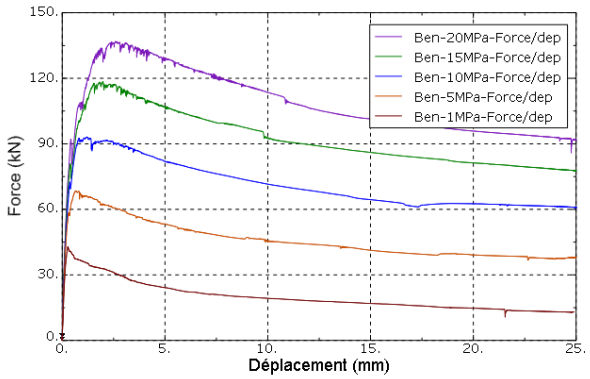


Figure 154 Courbe de comportement : force-déplacement en tête de la barre

La Figure 155 représente l'état des contraintes dans les éléments situés à une distance $2h_v$ par rapport au diamètre minimal de la barre.

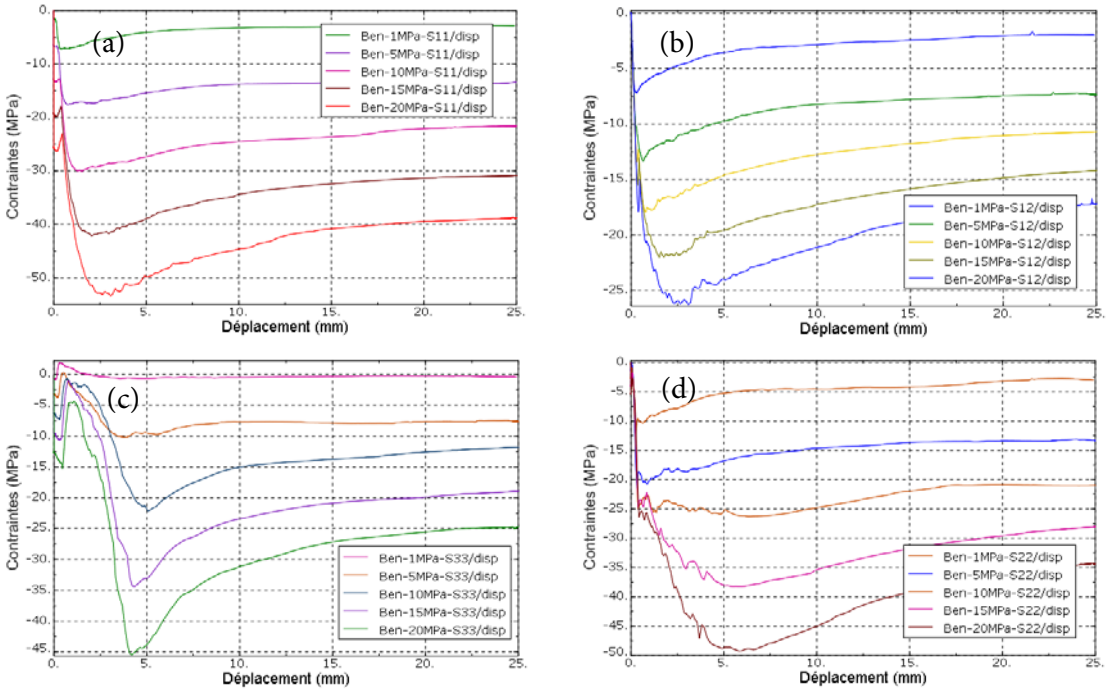


Figure 155 Evolutions des contraintes dans les éléments de scellement (à une distance de $2h_v$ par rapport au diamètre minimal de la barre) en fonction de déplacement en tête de la barre
(a) Contrainte normale (b) Contrainte tangentielle (c) Contrainte orthoradiale (d) Contrainte axiale

A partir de ces résultats, les chemins de contraintes dans le plan des contraintes normale et tangentielle à l'interface barre-scellement ont été tracés et présentés sur la Figure 156. On peut y distinguer trois étapes :

- première étape (comportement élastique): la contrainte normale étant constante, le contrainte tangentielle augmente jusqu'à la surface de plasticité.

- deuxième étape (dilatance de l'interface) : la dilatance fait augmenter la contrainte normale à l'interface, la contrainte tangentielle augmente proportionnellement à celle-ci mais reste toujours sur la surface de plasticité initiale.
- troisième étape (dégradation progressive de la cohésion) : la cohésion commence à se dégrader. La surface de plasticité se déplace depuis sa position initiale vers la position finale où la cohésion est complètement dégradée.

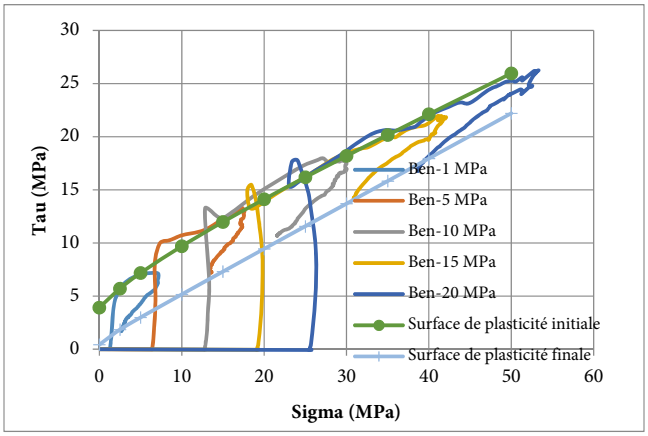


Figure 156 Chemins de contraintes dans le plan contrainte normale – contrainte tangentielle

Les paramètres de la surface de plasticité sont donc les suivants :

$$c_0 = 4{,}0MPa;\ C_{init} = 8{,}0MPa; C_r = 1{,}0MPa; \phi_{init} = 24°; \phi_{final} = 24°$$

Pour tenir compte de la réduction de la résistance à l'interface réelle à cause de la présence de deux zones lissées le long de la barre, nous avons appliqué un coefficient de réduction de 1,28 sur les paramètres de la surface de plasticité, qui est le rapport entre la valeur réelle de la surface projetée des verrous et la valeur de la surface projetée des verrous modélisés (Figure 60). Les paramètres corrigés sont donc les suivants :

$$c_0 = 3{,}13MPa;\ C_{init} = 6{,}25MPa; C_r = 0{,}78MPa; \phi_{init} = 20°; \phi_{final} = 20°$$

La dilatance à l'interface barre-scellement est représentée sur la Figure 157. La dilatance quand la force atteint sa valeur maximale est de l'ordre de 0,05mm. Pour le modèle d'interface, on a donc pris une dilatance maximale de 0,05mm.

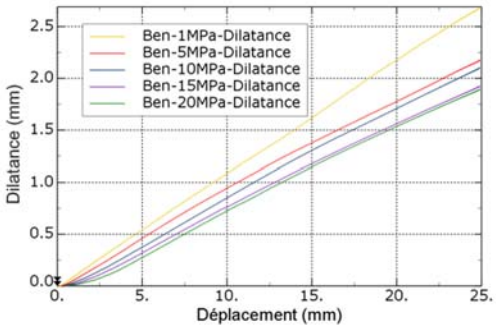


Figure 157 Dilatance à l'interface barre-scellement

Le Tableau 24 résume les paramètres du modèle d'interface barre-scellement pour les essais de Benmokrane et al. (1995). En dehors des paramètres la surface de plasticité et de la dilatance maximale déterminés pour ces essais, la matrice de rigidité de l'interface est celle utilisée dans la modélisation des essais de Moosavi et al. (2005). En ce qui concerne l'angle de dilatance, il est considéré associé à l'angle de frottement initial.

Tableau 24 Paramètres du modèle d'interface pour les essais de Benmokrane et al. (1995)

Groupe de paramètres	Paramètre	Symbole	Unité	Valeur
Elasticité	Rigidité tangentielle	Dtt	[MPa/mm]	50
	Rigidité normale	Dnn	[MPa/mm]	1000
	Rigidité Dnt	Dnt	[MPa/mm]	0
	Rigidité Dtn	Dtn	[MPa/mm]	0
Surface de plasticité	Angle de frottement initial	ϕinit	[°]	20
	Angle de frottement final	ϕfinal	[°]	20
	Cohésion initiale à haut confinement	Cinit	[MPa]	6,25
	Cohésion initiale à faible confinement	C0	[MPa]	3,13
	Cohésion finale	Cr	[MPa]	0,78
	Distance entre verrous	Lv	[mm]	8,0
	Paramètre de radoucissement	α	[ ]	3,0
Potentiel plastique	Angle de dilatance	ψ	[°]	20
	Dilatance	δ_{max}	mm	0,050
	Paramètre	ϑ	[ ]	0,1

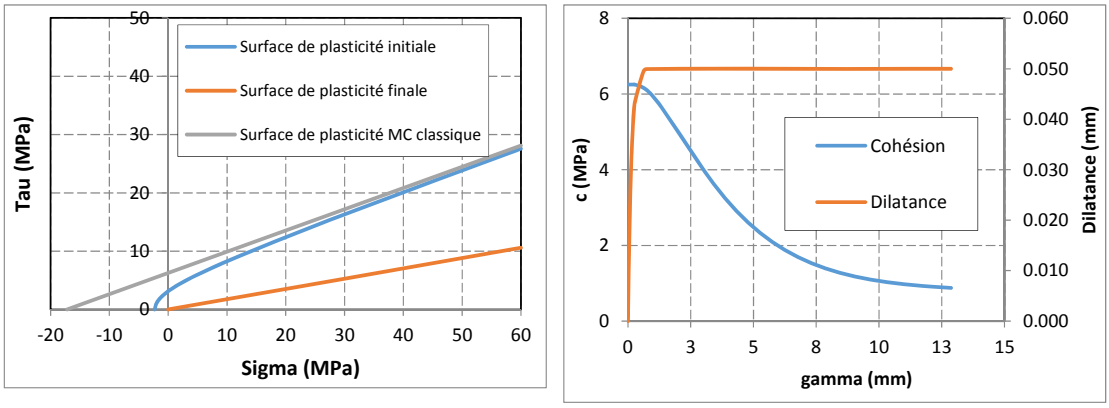


Figure 158 Illustration des surfaces de plasticité, de la cohésion et de la dilatance à l'interface barre-scellement pour les essais de Benmokrane et al. (1995)

4.5.2. Validation du modèle de comportement équivalent de l'interface

Géométrie

La géométrie réelle de la surface de la barre d'ancrage a été remplacée par des éléments d'interface sans épaisseur. Les autres dimensions et les conditions aux limites sont les mêmes que dans le modèle numérique avec verrous.

Modèle de comportement des matériaux et de l'interface

Les paramètres du modèle d'interface sont présentés dans le Tableau 24.

Le matériau de scellement et le béton ont été modélisés avec le modèle CDP dont les paramètres ont déjà été cités dans le Tableau 19. Dans cette modélisation, le radoucissement en traction du matériau de scellement et du béton a été adapté à la taille des éléments. Il s'avère en fait que le béton reste dans le domaine élastique au cours de ces essais.

Résultats de la modélisation avec modèle d'interface équivalent

La Figure 159 présente la courbe de comportement force-déplacement en tête du scellement obtenue avec le modèle d'interface ainsi que la courbe expérimentale et les courbes des modèles numériques avec verrous à titre de comparaison, pour la longueur de scellement de L=7d.

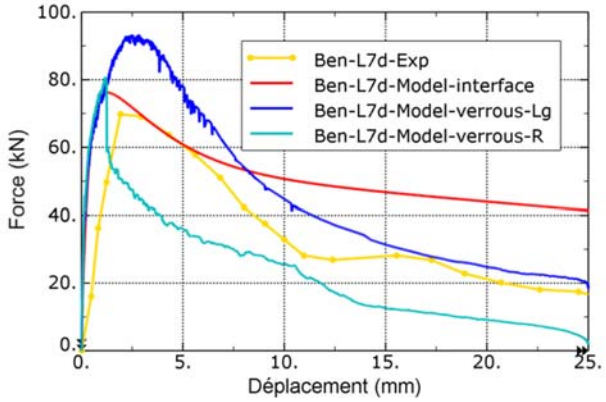


Figure 159 Comparaison des résultats de modélisation numérique avec l'expérimentation pour l'essai L=7d

On peut observer que, par rapport au résultat expérimental, le modèle avec élément d'interface équivalent reproduit assez fidèlement la force maximale appliquée sur l'ancrage mais il surestime l'effort d'arrachement pour le comportement résiduel. Cette différence peut être expliquée par le comportement contractant de l'interface réelle. Dans le modèle numérique avec élément d'interface équivalent, avant la rupture de l'ancrage, la dilatance fait augmenter la contrainte de confinement générée par le béton à l'extérieur du scellement de manière proportionnelle à celle-ci. La dilatance étant plafonnée à un seuil, la contrainte de confinement est donc gardée constante après la rupture de l'interface, comme illustrée sur la Figure 160. En réalité, la rupture de l'interface s'accompagne d'une contractance de l'interface barre-scellement. En conséquence, la pression de confinement post-pic devrait diminuer de manière proportionnelle à la valeur de la contractance. Ce type de comportement a d'ailleurs été confirmé par les études expérimentales de Blanco Martín et al. (2013). La contrainte de cisaillement mobilisée à l'interface barre-scellement après le pic devrait donc être moins élevée.

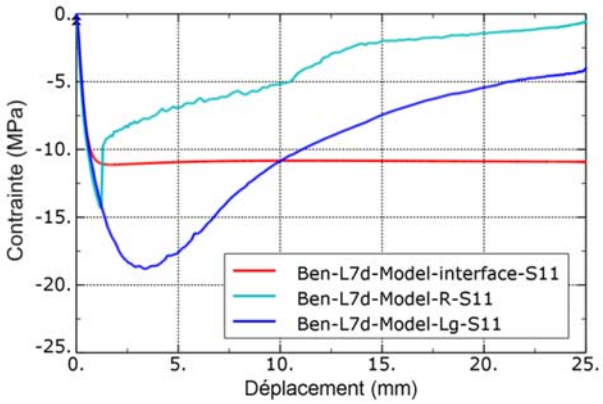


Figure 160 Contraintes de confinement en périphérie du scellement pour différents modèles numériques

Si le modèle d'interface proposé ne permet pas de décrire le phénomène contractant en termes d'ouverture d'interface, il peut prendre en compte ce phénomène par l'intermédiaire d'une modification de l'angle de frottement final. En réalité, d'après les données expérimentales de Moosavi et al. (2005) et de Blanco et al. (2013), après avoir atteint sa valeur maximale (dilatance maximale), le déplacement radial diminue progressivement jusqu'à une valeur finale d'environ deux fois plus petite que celle au pic. Nous avons donc proposé ici d'appliquer systématiquement un coefficient de réduction de 2,0 sur le coefficient de frottement final, soit une valeur de l'angle de frottement de 10°.

Les Figure 161, Figure 162 et Figure 163 présentent les résultats de la modélisation numérique avec modification de l'angle de frottement final pour les essais L=7d, L=11d, et L=14d, respectivement. On peut constater que la modélisation numérique reproduit fidèlement les résultats expérimentaux pour les trois longueurs de scellement non seulement pour la valeur au pic, mais aussi pour la valeur résiduelle et l'allure du comportement radoucissant de l'ancrage.

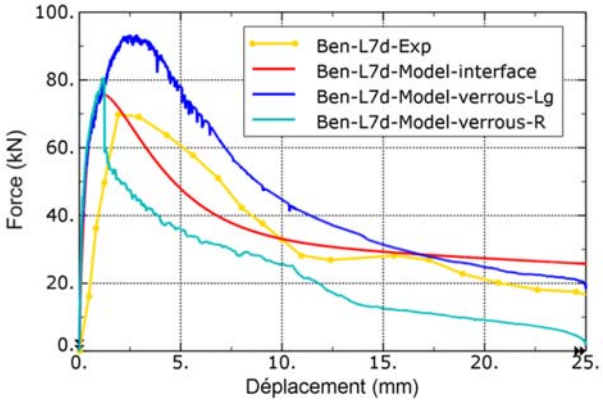


Figure 161 Comparaison des résultats de modélisation numérique avec expérimentation pour l'essai L=7d

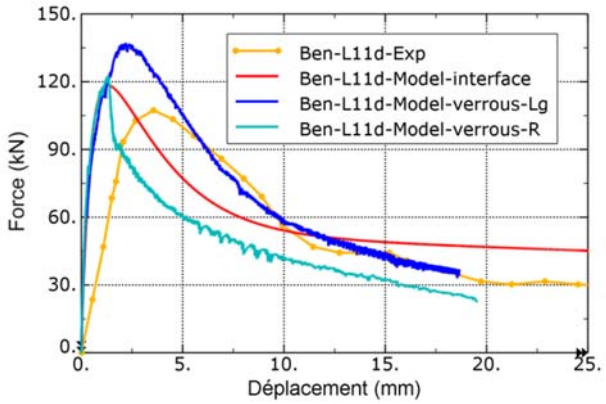


Figure 162 Comparaison des résultats de modélisation numérique avec expérimentation pour l'essai L=11d

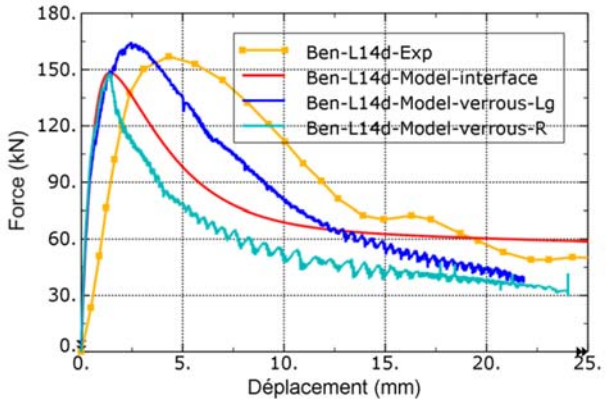


Figure 163 Comparaison des résultats de modélisation numérique avec expérimentation pour l'essai L=14d

5. Conclusions

La modélisation d'un ancrage passif scellé au rocher nécessite de prendre en compte le comportement à l'interface barre-scellement. Le travail présenté dans ce chapitre visait à établir un modèle de comportement tangentiel de l'interface barre-scellement tenant compte du comportement radial. Le développement a été fait en 3 étapes principales.

(1) Choix du modèle de comportement du matériau de scellement

Après une analyse des modèles de comportement existants, nous avons choisi le modèle CDP afin de reproduire les différents mécanismes de rupture intervenant dans le scellement ainsi que les déformations. L'interprétation des paramètres du modèle pour les coulis de ciment a donné des valeurs légèrement différentes des paramètres usuellement utilisés pour les bétons. Ce modèle nécessite de définir des fonctions d'écrouissage en compression et en traction.

L'endommagement et la rupture en compression et en traction ont mis en avant des effets d'échelle en compression et en traction. Nous avons proposé de prendre compte ces effets d'échelle par l'approche en énergie d'écrasement pour la rupture en compression et par

l'approche en énergie de fissuration pour la rupture en traction. En compression, la dimension caractéristique du scellement a été prise égale à la longueur de la biellette qui se crée dans le scellement et l'énergie d'écrasement a été choisie en relation avec la résistance en compression du matériau selon Carpinteri et al. (2011a). En traction, la relation contrainte-déformation a été adaptée à l'épaisseur de la bande cohésive considérée afin d'assurer un bon niveau de dissipation de l'énergie de fissuration. Une subroutine a donc été écrite pour ajuster automatiquement le radoucissement du comportement en traction à la taille des éléments. Dans un modèle axisymétrique, la fissuration axiale ne peut pas être modélisée mais elle peut être prise en compte par cette subroutine en prenant l'épaisseur de la bande cohésive égale au périmètre des éléments divisé par le nombre de plan de fracturation. Cependant pour des essais d'arrachement sous une contrainte de confinement constante, la méthode d'adaptation à la taille d'éléments a été utilisée car la pression de confinement constante à l'extérieur du coulis permet d'éviter la rupture brutale de l'ancrage. Pour des essais d'arrachement sous une rigidité constante, si la rigidité du milieu encaissant est importante, il n'y a pas de fissuration axiale et la méthode d'adaptation à la taille d'élément a également été utilisée.

(2) Etude du comportement de l'interface barre-scellement avec la modélisation d'essais d'arrachement avec verrous

Avec le modèle de comportement du scellement proposé, la modélisation numérique d'essais d'arrachement sous contrainte de confinement constante est cohérente avec les résultats expérimentaux, que ce soit vis-à-vis des contraintes et des déformations mesurées ou des dégradations observées. Les différents mécanismes de déformation et de rupture intervenant au niveau du matériau de scellement semblent avoir été bien reproduits par le modèle de comportement choisi. La validation de cette approche nous a permis de réaliser une étude numérique quantitative du comportement à l'interface barre-scellement.

Pour les essais d'arrachement sous rigidité de confinement constante, le modèle avec verrous donne une résistance résiduelle de l'ancrage plus élevée que l'expérimentation. Cela peut être expliqué par le fait que la dilatance n'étant pas empêchée, cela génère des contraintes de confinement irréalistes. Dans la réalité, l'expérimentation montre que la dilatance est limitée à une certaine valeur qui peut même diminuer après la rupture du fait de la contractance.

(3) Développement et validation du modèle de comportement de l'interface

Sur la base de ces analyses du comportement à l'interface, un modèle de comportement de l'interface barre-scellement selon la théorie élastoplastique a été proposé. Ce modèle a été construit sur la base des observations des états de contraintes et de déplacements à l'interface barre-scellement, donnés par les modèles avec verrous. Ce modèle a permis de reproduire non seulement le comportement tangentiel mais également la dilatance de l'interface. Cela a également permis d'améliorer le défaut dans le modèle numérique avec verrous, en imposant une valeur limite à la dilatance.

Le modèle dépend de paramètres qui ont un sens physique. Une procédure rigoureuse de détermination de ces paramètres a été proposée sur la base de la représentation de la

contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale à l'interface barre-scellement permettant de reproduire les chemins de contraintes. Par ailleurs une étude de sensibilité des paramètres a été effectuée sous condition de pression de confinement constante. Elle a mis en évidence l'importance des paramètres liés à la cohésion et au frottement sur la résistance de l'ancrage. Il n'a pas été noté d'influence de l'angle de dilatance.

Ce modèle d'interface a ensuite été utilisé pour modéliser des essais d'arrachement. La reproduction assez fidèle de la résistance de l'ancrage par comparaison aux résultats expérimentaux, que ce soit sous contrainte de confinement constante ou sous rigidité de confinement constante, a permis de valider le modèle. A noter que ce modèle a tendance à surévaluer la résistance résiduelle de l'ancrage car il ne permet pas de décrire le phénomène contractant de l'ancrage. Néanmoins on peut en tenir compte par un coefficient de réduction sur le coefficient de frottement final de l'ordre de 2,0. Enfin on peut souligner que le calcul est 2000 fois plus rapide avec les éléments d'interface qu'en considérant la géométrie réelle des verrous.

Chapitre 4.
Etude expérimentale du comportement axial d'un ancrage

Chapitre 4. Etude expérimentale du comportement axial d'un ancrage 173

1. Description de la campagne d'essais 176
2. Réalisation des essais d'arrachement sur le site R3 180
2.1. Présentation de la série d'essais d'arrachement sur le site d'essais de Montagnole 180
2.1.1. Description géologique du site 180
2.1.2. Implantation des ancrages 180
2.1.3. Choix de la configuration et de l'équipement des ancrages 183
2.1.4. Préparation et réalisation des ancrages 184
2.1.5. Planning de la campagne d'essais 188
2.2. Caractérisation des matériaux 189
2.2.1. Barre d'acier 189
2.2.2. Roche 189
2.2.3. Coulis de ciment 191
2.2.4. Accessoires de mise en œuvre 194
2.3. Dispositif d'essai, instrumentation & programme de chargement/déchargement 195
2.3.1. Châssis d'arrachement 195
2.3.2. Instrumentation 196
2.3.3. Programme de chargement/déchargement 198
3. Résultats et analyses des essais d'arrachement sur le site R3 200
3.1. Résultats des mesures du capteur de force et de déplacement 200
3.2. Résultats des mesures de la fibre optique et analyse 204
3.2.1. Essai 3.1 – Essai de référence ($\boldsymbol{db = 25mm; dg = 64mm}$) 204
3.2.2. Essai 3.2 – Essai de référence ($\boldsymbol{db = 25mm; dg = 64mm}$) 211
3.2.3. Essai 6.1 – Diamètre de forage 76mm ($\boldsymbol{db = 25mm; dg = 76\ mm}$) 216
3.2.4. Essai 7.1 – Diamètre de forage 90mm ($\boldsymbol{db = 25mm; dg = 90mm}$) 219
3.2.5. Essai 10.1 - Longueur de scellement 50 cm ($\boldsymbol{db = 25m; dg = 64mm}$) 222
3.2.6. Essai 11.1-Longueur de scellement 100 cm ($\boldsymbol{db = 25mm; dg = 64mm}$) 227
3.2.7. Essai 12.1- Barre de diamètre 28mm ($\boldsymbol{db = 28mm; dg = 76mm}$) 230
3.2.8. Essai 13.1- Barre de diamètres 32mm ($\boldsymbol{db = 32mm; dg = 76mm}$) 234
3.2.9. Essai 14.1–Barre de diamètre 32mm ($\boldsymbol{db = 32mm; dg = 90mm}$) 236
3.2.10. Essai 17.1–Coulis de ciment 32,5 MPa ($\boldsymbol{db = 25mm; dg = 64mm}$) 240
3.3. Influence des paramètres 243
3.3.1. Influence du diamètre de forage 243
3.3.2. Influence de la longueur de scellement 245
3.3.3. Influence des barres de diamètre différent 247
3.3.4. Influence du type de coulis de ciment 250
3.3.5. Influence de la canule d'injection 252
3.3.6. Influence de la chaussette géotextile 252
4. Conclusions 254

Le modèle numérique développé avec des éléments d'interface demande à être éprouvé en grandeur réelle. Pour cette raison, la réalisation d'une campagne d'essais d'arrachement s'imposait afin de pouvoir valider le modèle dans des conditions réelles. Une campagne d'essais d'arrachement faisant varier plusieurs paramètres (type de massif rocheux, épaisseur de scellement, type de scellement, type de barre, longueur de scellement, accessoires de mise en œuvre) a été programmée. De plus, de manière innovante, certaines barres ont été équipées de fibre optique afin de mesurer leur déformation axiale de manière quasi-continue sur leur longueur. Grâce à cette technique, l'influence des paramètres a été étudiée non seulement en termes de conséquence sur le comportement global de l'ancrage, mais également de mobilisation des contraintes le long de l'interface barre-scellement.

Le présent chapitre est ainsi composé des paragraphes suivants :

- le premier paragraphe présente la description générale des objectifs de la campagne d'essai et le programme d'essais retenu afin d'atteindre ces objectifs ;
- le deuxième paragraphe détaille la campagne d'essais : de la préparation jusqu'à la réalisation des ancrages ;
- le troisième paragraphe aborde les mesures des essais d'arrachement réalisées et le traitement de ces mesures. Une attention particulière a été portée au traitement des mesures de la fibre optique. Ainsi des profils de contrainte de cisaillement le long de l'interface barre-scellement ont été obtenus. Dans ce paragraphe, l'influence des paramètres est également présentée ;
- le quatrième paragraphe reprend les conclusions de cette campagne d'essais.

1. Description de la campagne d'essais

Le programme de la campagne d'essais a été établi afin de répondre à 6 objectifs qui sont :

- *Objectif 1 (O1) - Influence du type de massif rocheux*

  Dans un premier temps, il avait été réfléchi de travailler sur 3 sites présentant chacun une roche de résistance différente (R1 : roche de faible résistance avec Rc≤30MPa; R2 : roche de résistance moyenne avec Rc entre 30MPa et 100MPa ; R3 : roche de résistance élevé avec Rc≥100MPa). L'idée était d'étudier les mécanismes de rupture se développant selon la rigidité de la roche (rupture à l'interface barre – scellement, à l'interface scellement – roche ou dans les matériaux). Cependant in situ, la fracturation intervient sur la résistance globale du massif. Par conséquent pour être plus représentatif, il a été convenu de retenir 3 sites d'essais : un site R1 avec une roche de faible résistance mais un massif homogène (molasse?), un site R2 avec un massif rocheux très fracturé, et un site R3 avec une roche de forte résistante et un massif homogène. Le site de la station d'essais de chutes de blocs de l'Ifsttar à Montagnole (73) présentant une falaise verticale d'un calcaire résistant peu fracturé a été retenu comme site R3. Les délais nécessaires pour la réalisation d'une campagne d'essais sur un site ne nous ont pas permis dans le temps imparti à ce travail de thèse, de réaliser les essais sur les sites R1 et R2.

- *Objectif 2 (O2) - Influence du diamètre du forage*

  Il s'agissait ici d'étudier l'influence de l'épaisseur du scellement. Ainsi il a été proposé pour un même diamètre de barre de tester les 3 diamètres de forage classiquement utilisés pour la réalisation d'ancrage, 64mm, 76mm et 90mm. Il avait été retenu d'étudier l'influence du diamètre de forage dans deux types de roches (R1 et R3). En effet, selon la résistance de la roche, le mode de rupture peut différer au niveau de l'ancrage.

- *Objectif 3 (O3) - Influence de la longueur de scellement*

  Il a été proposé de tester 3 longueurs de scellement pour un même type de barre et un même diamètre de forage. Ces essais devaient être réalisés sur 2 sites afin de voir l'influence du milieu confinant sur la mobilisation de la résistance à l'interface barre-scellement. L'instrumentation par des fibres optiques devait permettre le suivi de la distribution des contraintes. Une longueur de scellement de référence de 0,75m a été choisie suite à une campagne d'essais d'arrachement préliminaires réalisés sur le site R3 (Tableau 25- n°20): d'après ces essais réalisés 7 jours après le coulage du coulis de ciment, les longueurs de scellement de 1,0m et 1,5m contrairement à la longueur de scellement de 0.5m, ne permettent pas la rupture à l'interface barre-scellement avant d'avoir atteint l'effort de traction maximal que peut supporter la barre d'acier. Donc pour cette configuration de renforcement, sur le site R3, la longueur de transfert des

efforts est comprise entre 0,5m et 1,0m. Les 3 longueurs de scellement de 0.5m, 0.75m et 1m ont ainsi été retenues pour la campagne d'essais.

- *Objectif 4 (O4) - Influence des barres de diamètre différent*

  L'idée a été de tester différents diamètres de barre d'acier avec une épaisseur de scellement similaire afin de se positionner dans des conditions environnementales similaires en termes de confinement. L'expérience ayant montré que dans une roche tendre, la rupture intervient préférentiellement à l'interface scellement – roche, il a été décidé de limiter ces essais au site R3 ayant la roche de résistance la plus élevée. Les 3 diamètres de barre classiquement utilisés par la profession pour ce type de travaux, 25mm, 38mm et 32mm, ont été retenus.

- *Objectif 5 (O5) - Influence du coulis de ciment*

  L'objectif a été ici d'étudier l'influence de la résistance du coulis sur le comportement global de l'ancrage. Les deux classes de résistance classiquement utilisées, 32.5MPa et 52.5MPa, ont été retenues et appelées respectivement, C1 et C2. Les essais ont dans ce cas été réalisés pour un même type de barre, un même diamètre de forage et une même longueur de scellement. Il avait été proposé de tester ce paramètre sur au moins 2 sites, et 3 si un 3ème site pouvait être identifié. Cela devait ainsi permettre de mettre en évidence si la résistance du coulis contribue de la même manière que la résistance du massif environnant ou non et si la rigidité différentielle peut influer sur le mode de rupture.

- *Objectif 6 (O6) - Influence des accessoires de mise en œuvre*

  L'absence d'information jusqu'ici sur un effet négatif ou non des accessoires de mise en œuvre noyés dans le scellement tel que la canule d'injection et la chaussette géotextile, a justifié la mise en œuvre de ces essais. Ces deux accessoires ont été testés séparément sur les conditions d'essai de référence : site R3, diamètre de barre de 25mm, diamètre de forage de 64mm et longueur de scellement de 0.75m.

Pour chaque condition d'essais, il a été prévu de tester à l'arrachement, 3 ancrages afin de pouvoir tenir compte de la variabilité des résultats pour chaque cas d'étude.

Le Tableau 25 reprend le programme de la campagne d'essais d'arrachement à réaliser décrit ci-avant.

Tableau 25 Programme de la campagne d'essais d'arrachement

N°	Nbr	Objectif	Roche	Diamètre de la barre	Longueur de scellement (m)	Diamètre du forage	Scellement	Remarques
Influence du type de roche								
1	3	O1	R1	B25	0.75	F64	C2	Essais de référence, 1 barre équipée de fibres optiques (F.O.) parmi les 3 ancrages testés pour chaque condition d'essai
2	3	O1	R2	B25	0.75	F64	C2	
3	3	O1	R3	B25	0.75	F64	C2	
Influence du diamètre de forage								
1	3	O2	R1	B25	0.75	F64	C2	(cf. n°1)
4	3	O2	R1	B25	0.75	F76	C2	F.O.(1/3)
5	3	O2	R1	B25	0.75	F90	C2	F.O.(1/3)
3	3	O2	R3	B25	0.75	F64	C2	(cf. n°3)
6	3	O2	R3	B25	0.75	F76	C2	F.O.(1/3)
7	3	O2	R3	B25	0.75	F90	C2	F.O.(1/3)
Influence de la longueur de scellement								
8	3	O3	R1	B25	0.50	F64	C2	F.O.(1/3)
1	3	O3	R1	B25	0.75	F64	C2	(cf. n°1)
9	3	O3	R1	B25	1.00	F64	C2	F.O.(1/3)
10	3	O3	R3	B25	0.50	F64	C2	F.O.(1/3)
3	3	O3	R3	B25	0.75	F64	C2	(cf. n°3)
11	3	O3	R3	B25	1.00	F64	C2	F.O.(1/3)
Influence du diamètre différent								
3	3	O4	R3	B25	0.75	F64	C2	(cf. n°3)
12	3	O4	R3	B28	0.75	F76	C2	F.O.(1/3)
13	3	O4	R3	B32	0.75	F76	C2	F.O.(1/3)
14	3	O4	R3	B32	0.75	F90	C2	F.O.(1/3)
Influence du coulis de ciment								
15	3	O5	R1	B25	0.75	F64	C1	F.O.(1/3)
1	3	O5	R1	B25	0.75	F64	C2	(cf. n°1)
16	3	O5	R2	B25	0.75	F64	C1	F.O.(1/3)
2	3	O5	R2	B25	0.75	F64	C2	(cf. n°2)
17	3	O5	R3	B25	0.75	F64	C1	F.O.(1/3)
3	3	O5	R3	B25	0.75	F64	C2	(cf. n°3)
Accessoires de mise en ouvre								
18	3	O6	R3	B25	0.75	F64	C2	+ canule d'injection
19	3	O6	R3	B25	0.75	F64	C2	+ chaussette géotextile
Essais préliminaires pour déterminer la longueur de scellement								
20	3	O6	R3	B25	0.50; 1.0 et 1.5	F64	C2	

NB : en jaune, les lignes correspondent à des essais appelés de référence car déjà réalisés par ailleurs dans le tableau et servant à la comparaison des résultats.

Le Tableau 26 résume la répartition des essais selon les 3 sites, R1, R2 et R3. Le site R3 (Montagnole) représente une grande partie de la campagne d'essais. Ainsi, même si la campagne d'essais a seulement été réalisée sur le site R3, cette série d'essais a permis d'ores et déjà de faire une étude paramétrique sur les paramètres d'influence sur le comportement d'un ancrage passif scellé au rocher sur toute sa longueur et sollicité en traction.

Tableau 26 Répartition des essais selon les 3 sites

Sites	Site 1	Site 2	Site 3
Nombre d'ancrages	18	6	36
Longueur totale des barres	45m(Ø25)	15m(Ø25)	56,7(Ø25)+6,3m(Ø28)+12,6(Ø32)
Longueur totale de scellement	13,5m	4,5m	27 m
F.O. : nbr ancrage/longueur totale	6 ancrages/6,6m	2 ancrages/2,2m	10 ancrages/11m

La suite du paragraphe présente la série d'essais d'arrachement qui a été réalisée sur le site R3. Les essais sur ce site sont résumés au Tableau 27.

Tableau 27 Série d'essais d'arrachement sur le site R3 (Montagnole)

N°	Nbr	Objectif	Roche	Diamètre de la barre	Longueur de scellement (m)	Diamètre du forage	Ciment	Remarques
Influence du type de roche								
3	3	O1	R3	B25	0.75	F64	C2	
Influence du diamètre de forage								
3	3	O2	R3	B25	0.75	F64	C2	(cf. n°3)
6	3	O2	R3	B25	0.75	F76	C2	F.O.(1/3)
7	3	O2	R3	B25	0.75	F90	C2	F.O.(1/3)
Influence de la longueur de scellement								
10	3	O3	R3	B25	0.50	F64	C2	F.O.(1/3)
3	3	O3	R3	B25	0.75	F64	C2	(cf. n°3)
11	3	O3	R3	B25	1.00	F64	C2	F.O.(1/3)
Influence de diamètre différente								
3	3	O4	R3	B25	0.75	F64	C2	(cf. n°3)
12	3	O4	R3	B28	0.75	F76	C2	F.O.(1/3)
13	3	O4	R3	B32	0.75	F76	C2	F.O.(1/3)
14	3	O4	R3	B32	0.75	F90	C2	F.O.(1/3)
Influence du coulis de ciment								
17	3	O5	R3	B25	0.75	F64	C1	F.O.(1/3)
3	3	O5	R3	B25	0.75	F64	C2	(cf. n°3)
Accessoires de mise en ouvre								
18	3	O6	R3	B25	0.75	F64	C2	+ canule d'injection
19	3	O6	R3	B25	0.75	F64	C2	+ chaussette géotextile
Essais préliminaires pour déterminer la longueur de scellement								
20	3	O6	R3	B25	0.50; 1.0 et 1.5	F64	C2	

2. Réalisation des essais d'arrachement sur le site R3

2.1. Présentation de la série d'essais d'arrachement sur le site d'essais de Montagnole

2.1.1. Description géologique du site

La falaise de la carrière de Montagnole (73) où sont implantés les ancrages, correspond à l'anticlinal de Barberaz (**www.geol-alp.com)**. Selon l'analyse structurale par imagerie de paroi[1], elle est constituée de gros bancs calcaires à intraclastes centimétriques parfaitement cimentés : sa structure géologique consiste en des couches verticales sans décollement inter-banc (joint stylolithique) et d'épaisseur métrique à pluri-métrique. Ainsi les ancrages ayant un angle d'inclinaison choisi par rapport à l'horizontal de 15°, ont été implantés dans une même couche et sont donc sub-perpendiculaires à légèrement obliques à la stratification. Vu leur faible longueur (2m), ils n'ont pas recoupé de joint de stratification. La campagne d'imagerie en paroi de forage a permis de confirmer ce point.

2.1.2. Implantation des ancrages

Les ancrages ont été implantés sur une longueur de 35m en pied de la falaise. L'entraxe entre les ancrages a été assurée au minimum d'un mètre afin d'éviter l'interférence entre les zones d'influence des ancrages (c'est-à-dire les zones de mobilisation des contraintes dans la roche autour des ancrages) et de disposer de l'espace nécessaire à la mise en place du bâti d'arrachement. 36 ancrages devant être réalisés, la répartition s'est faite sur 2 lignes le long de la paroi.

La Figure 164 présente l'emplacement des ancrages le long de la falaise : les ancrages ont été groupés selon les objectifs d'expérimentation.

[1] R.Colas – Analyse structurale par imagerie de paroi à Montagnole – Décembre 2015

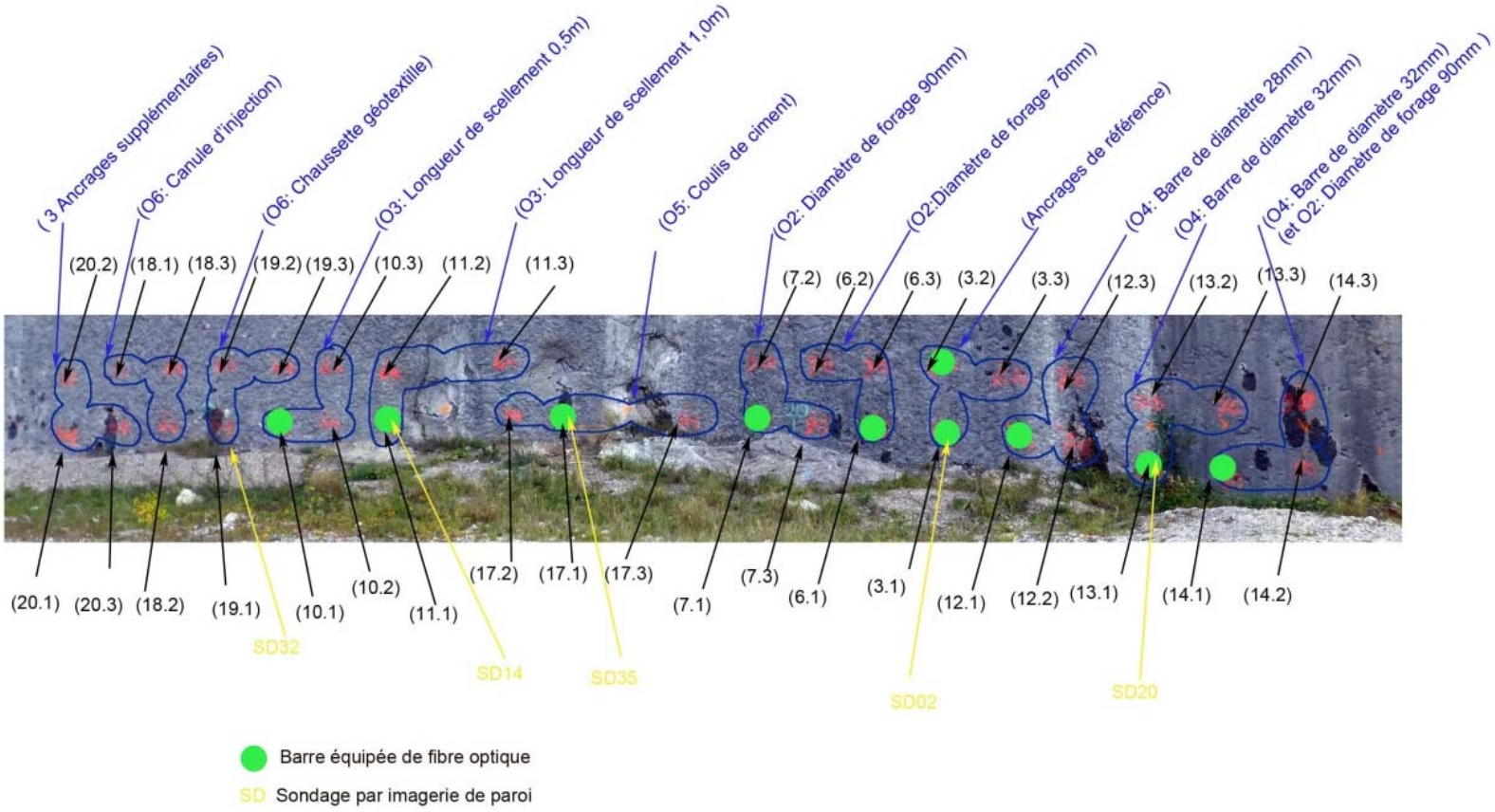


Figure 164 Répartition des ancrages le long de la falaise

Tableau 28 Description de la série d'essais d'arrachement sur le site R3 (Montagnole)

n°	Diamètre de la barre	Diamètre du forage	Longueur de scellement	Fibre optique (et jauges)	Imagerie de la paroi	Objectifs
3.1	25mm	64mm	0,75m	Oui (double rainures)	SD02: présence d'eau; fracture transversale à 0,1 cm en tête du forage	Essais de référence
3.2	25mm	64mm	0,75m	Oui (+ 3 jauges de déformation réparties sur la longueur de scellement)		
3.3	25mm	64mm	0,75m			
6.1	25mm	76mm	0,75m	Oui		O2: Influence du diamètre de forage
6.2	25mm	76mm	0,75m			
6.3	25mm	76mm	0,75m			
7.1	25mm	90mm	0,75m	Oui		O2: Influence du diamètre de forage
7.2	25mm	90mm	0,75m			
7.3	25mm	90mm	0,75m			
10.1	25mm	64mm	0,50m	Oui		O3: Influence de la longueur de scellement
10.2	25mm	64mm	0,50m			
10.3	25mm	64mm	0,50m			
11.1	25mm	64mm	1,00m	Oui	SD14: plein d'eau; fissures transversales à des profondeurs de 1,6m et 2,0m ; cependant, la fracturation y est faible, les ouvertures négligeables.	O3: Influence de la longueur de scellement
11.2	25mm	64mm	1,00m			
11.3	25mm	64mm	1,00m			
12.1	28mm	76mm	0,75m	Oui		O4: Influence de diamètre différente
12.2	28mm	76mm	0,75m			
12.3	28mm	76mm	0,75m			
13.1	32mm	76mm	0,75m	Oui	SD20: fracture transversale à 0,2m	O4: Influence de diamètre différente
13.2	32mm	76mm	0,75m			
13.3	32mm	76mm	0,75m			
14.1	32mm	90mm	0,75m	Oui		O2: Influence du diamètre de forage & O4: Influence de diamètre différente
14.2	32mm	90mm	0,75m			
14.3	32mm	90mm	0,75m			
17.1	25mm	64mm	0,75m	Oui	SD35: fracture transversale à 0,1 cm de la tête du forage	O5: Influence du coulis de ciment
17.2	25mm	64mm	0,75m			
17.3	25mm	64mm	0,75m			
18.1	25mm	64mm	0,75m			O6:Accessoires de mise en ouvre
18.2	25mm	64mm	0,75m			
18.3	25mm	64mm	0,75m			
19.1	25mm	64mm	0,75m		SD32: présence d'eau sur 1,5m	O6:Accessoires de mise en ouvre
19.2	25mm	64mm	0,75m			
19.3	25mm	64mm	0,75m			
20.1	25mm	64mm	0,50m			Essais préliminaires
20.2	25mm	64mm	1,00m			
20.3	25mm	64mm	1,50m			

2.1.3. Choix de la configuration et de l'équipement des ancrages

Afin de pouvoir comparer l'influence des paramètres sur le comportement des ancrages, il est souhaitable que les effets de bords soient limités. Les barres d'acier ont ainsi été scellées en fond du forage. Cette configuration de scellement permet de limiter en tête de l'ancrage, les effets de bord en tête de forage liés à la proximité de la surface du talus rocheux,

Les forages ont été réalisés sur une profondeur de 2,1m à l'intérieur desquelles les barres d'acier ont été placées. Afin d'assurer une longueur de scellement requise, un bouchon en mousse de polyuréthane a été réalisé et fixé en tête du scellement. La Figure 165 présente schématiquement la configuration des ancrages pour les 3 longueurs de scellement retenues pour ces essais. 2 canules ont par ailleurs été fixées le long de la barre avec leur extrémité au niveau du bouchon, la première pour l'injection du scellement et la seconde pour le contrôle du remplissage et le rôle d'évent.

Sur la Figure 165a, la barre d'ancrage équipée d'un bouchon ayant une longueur approximative de 100mm, a été scellée sur une longueur de 500mm. Elle a également été équipée de deux centreurs hors de la zone de scellement, un premier en tête (à 100mm par rapport à la tête du forage) et un second à la moitié de la longueur libre (à 800mm par rapport à la tête du forage). Dans les cas où des mesures de la déformation le long de la barre ont été effectuées, la barre comporte une engravure de 600 mm de longueur, dans laquelle une fibre optique a été collée.

La Figure 165b illustre un ancrage avec une configuration similaire à celle précédente, mais la longueur de scellement dans ce cas est de 750mm. La longueur de la fibre optique collée sur la barre a été de 1100mm. Dans cette configuration, le second centreur a été disposé à 650mm par rapport à la tête du forage.

La Figure 165c présente un ancrage ayant une longueur de scellement de 1000mm. Dans ce cas, la longueur de la fibre optique collée sur la barre a été de 1600mm. Par ailleurs, pour cette configuration, le second centreur a été placé dans la zone scellée, à 250mm par rapport au fond de l'ancrage pour assurer le bon centrage de la barre dans le forage.

Comme illustré sur ces 3 figures, dans le forage, la fibre optique a toujours été placée dans la partie inférieure de la barre sauf pour l'ancrage n°3.1, où la deuxième fibre s'est ainsi retrouvée sur la partie supérieure.

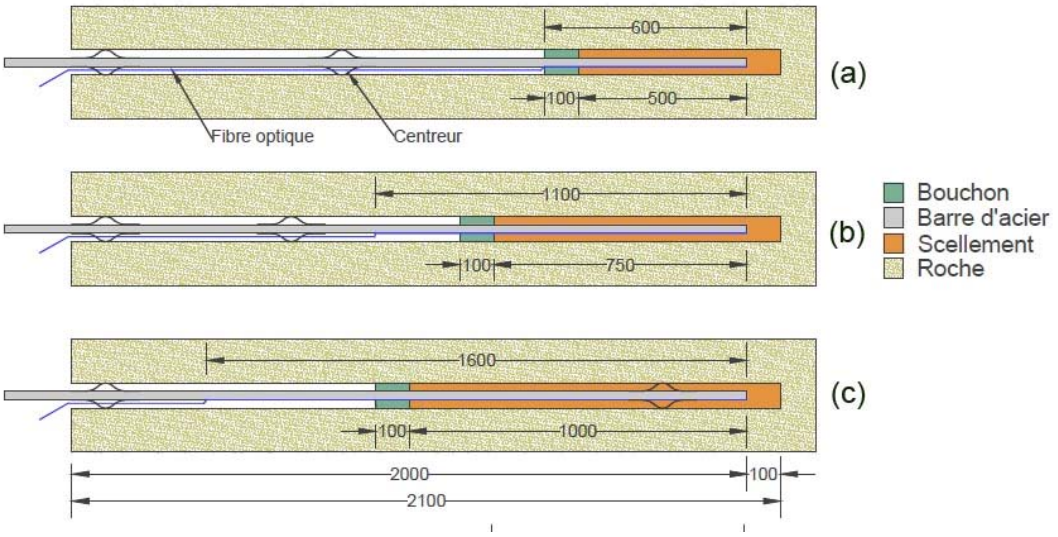


Figure 165 Configuration des ancrages pour les 3 longueurs de scellement différentes : a) 500mm ; b) 750mm ; c) 1000mm

2.1.4. Préparation et réalisation des ancrages

Réalisation des forages

Les forages ont été réalisés avec l'aide d'une foreuse pneumatique en rotopercussion, équipée d'un taillant avec dispositif de soufflage à l'air du trou. Les forages réalisés avaient une longueur effective comprise entre 2,1m et 2,3m avec un angle d'inclinaison effectif compris entre 14° et 33°. Le Tableau 29 récapitule le détail de chaque forage.

Préparation et mise en place des barres

La Figure 166 présente des barres équipées avant scellement. Les barres ont été coupées selon une longueur définie : 2,1m pour les ancrages installés selon l'alignement supérieur sur la falaise (cette courte longueur permet de faciliter la mise en place du châssis d'arrachement en hauteur, les barres ont ensuite été manchonnées pour réaliser l'arrachement) et 3m pour les ancrages selon l'alignement inférieur sur la falaise.

Sur les barres devant être équipées de fibre optique, une engravure large d'un millimètre et profonde de deux millimètres a été réalisée pour installer la fibre optique. Les deux canules d'injection et de contrôle ont été ligaturées à la barre d'acier, qui a ensuite été équipée de centreurs. Enfin le bouchon a été positionné en tête de la zone scellée. Une fois équipées, les barres ont été mises en place dans les forages. Etant donné que la plupart des forages étaient remplis d'eau, il a été nécessaire de vider des forages cette eau avant de pouvoir y placer des barres.



Figure 166 Barres d'acier équipées

Injection du coulis de ciment

Avant l'injection du coulis de ciment, les forages s'étant remplis d'eau, ont été de nouveau vidés via un tuyau de pompage de petit diamètre enfilé dans la canule d'injection. Le coulis a été préparé dans un malaxeur manuel selon un rapport E/C=0,45 et injecté en tête de la zone à sceller via la canule d'injection. L'injection a été stoppée quand le coulis est sorti par la canule de contrôle.

Au cours de l'injection, 40 éprouvettes cylindriques (diamètre 60mm, hauteur 120mm) réparties sur les deux coulis de ciment testés ont été réalisées pour déterminer leur comportement mécanique au laboratoire après séchage à 28 jours.

Le Tableau 29 récapitule pour les différents forages, les différentes gâchées d'injection et les prélèvements effectués.

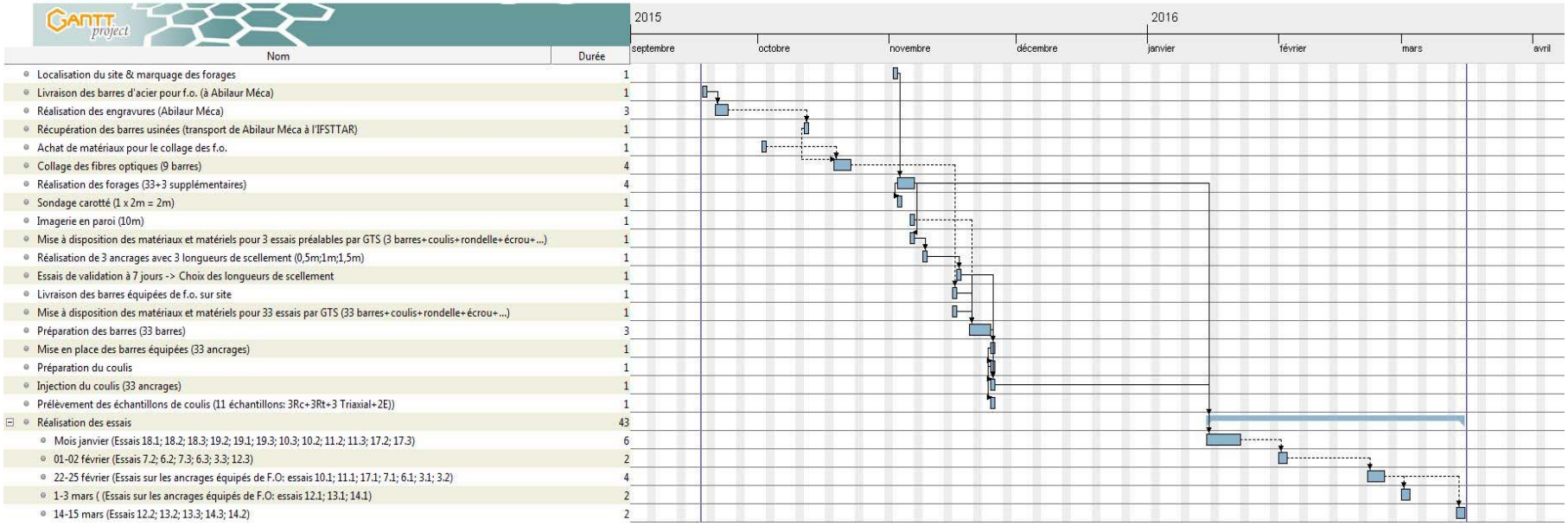
Tableau 29 Description détaillée des forages

n°	diam	Diamètre forage	Inclinaison mesurée	Profondeur forage mesurée	Diamètres du centreur (→Adaptation aux diamètres de la barre et du forage)	Position bouchon	Position centreurs par rapport à la tête du forage	Remarques lors de la mise en place de la barre	Remarques lors de l'injection du coulis de ciment
3.1	25mm	64mm	22°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	0,75m	0,10m; 0,65m	Présence d'eau au fond sur 20-30cm	4ème sac, dans la matinée
3.2	25mm	64mm	19,2°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	0,75m	0,10m; 0,65m	Présence d'eau au fond sur 20-30cm	4ème sac, dans la matinée
3.3	25mm	64mm	26°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	0,75m	0,10m; 0,65m	Présence d'eau au fond sur 20-30cm	3ème sac, dans la matinée
6.1	25mm	76mm	22°	2,3 m	D27/D57→D25/D76	0,75m	0,10m; 0,65m	Plein d'eau	4ème sac, dans la matinée
6.2	25mm	76mm	18°	2,3 m	D27/D57→D25/D76	0,75m	0,10m; 0,65m	Présence d'eau au fond sur 20-30cm	5ème sac, dans la matinée
6.3	25mm	76mm	18°	2,3 m	D27/D57→D25/D76	0,75m	0,10m; 0,65m	Plein d'eau	4ème sac, dans la matinée
7.1	25mm	90mm	22,5°	2,3 m	D27/D90→D25/D90	0,75m	0,10m; 0,65m	Plein d'eau	5ème sac, dans la matinée
7.2	25mm	90mm	18°	2,3 m	D27/D90→D25/D90	0,75m	0,10m; 0,65m	Plein d'eau	5ème sac, dans la matinée
7.3	25mm	90mm	22°	2,3 m	D27/D90→D25/D90	0,75m	0,10m; 0,65m	Plein d'eau	5ème sac, dans la matinée
10.1	25mm	64mm	25°	2,3 m	D27/D57→D25/D64	0,50m	0,10m; 0,80m	Plein d'eau	7ème sac, dans l'après-midi -->2nd prélèvement : 9 éprouvettes du coulis 52,5MPa
10.2	25mm	64mm	22°	2,3 m	D27/D57→D25/D64	0,50m	0,10m; 0,80m	Plein d'eau	7ème sac, dans l'après-midi
10.3	25mm	64mm	19,5°	2,3 m	D27/D57→D25/D64	0,50m	0,10m; 0,80m	Pas d'eau	6ème sac, dans l'après-midi
11.1	25mm	64mm	23°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	1,00m	0,10m; 1,75m	Plein d'eau	6ème sac, dans l'après-midi ; eau sortie
11.2	25mm	64mm	20°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	1,00m	0,10m; 1,75m	Présence d'eau sur 1m	6ème sac, dans l'après-midi
11.3	25mm	64mm	19°	2,3 m	D27/D57→D25/D64	1,00m	0,10m; 1,75m	Présence d'eau au fond sur 20-30cm	6ème sac, dans l'après-midi
12.1	28mm	76mm	26,5°	2,3 m	D34/D125→D28/D76	0,75m	0,10m; 0,65m	Présence d'eau au fond sur 20-30cm	3ème sac, dans la matinée --> 1er prélèvement : 11 éprouvettes du coulis 52,5MPa
12.2	28mm	76mm	18°	2,2 m	D34/D125→D28/D76	0,75m	0,10m; 0,65m	Présence d'eau au fond sur 20-30cm	3ème sac, dans la matinée
12.3	28mm	76mm	16,5°	2,3 m	D34/D125→D28/D76	0,75m	0,10m; 0,65m	Présence d'eau au fond sur 20-30cm	3ème sac, dans la matinée

n°	diam	Diamètre forage	Inclinaison mesurée	Profondeur forage mesurée	Diamètres du centreur (→Adaptation aux diamètres de la barre et du forage)	Position bouchon	Position centreurs par rapport à la tête du forage	Remarques lors de la mise en place de la barre	Remarques lors de l'injection du coulis de ciment
13.1	32mm	76mm	22,5°	2,25 m	D34/D125→D32/D76	0,75m	0,10m; 0,65m	Pas d'eau	2ème sac, dans la matinée
13.2	32mm	76mm	21°	2,25 m	D34/D125→D32/D76	0,75m	0,10m; 0,65m	Pas d'eau	2ème sac, dans la matinée
13.3	32mm	76mm	30°	2,20 m	D34/D125→D32/D76	0,75m	0,10m; 0,65m	Présence d'eau au fond sur 20-30cm	5ème sac, dans l'après-midi
14.1	32mm	90mm	33°	2,25 m	D34/D125→D32/D90	0,75m	0,10m; 0,65m	Présence d'eau au fond sur 20-30cm	2ème sac, dans la matinée
14.2	32mm	90mm	30°	2,25 m	D34/D125→D32/D90	0,75m	0,10m; 0,65m	Présence d'eau au fond sur 20-30cm	1er sac, dans la matinée
14.3	32mm	90mm	29°	2,3 m	D34/D125→D32/D90	0,75m	0,10m; 0,65m	Présence d'eau au fond sur 20-30cm	1er sac, dans la matinée
17.1	25mm	64mm	19°	2,3 m	D27/D57→D25/D64	0,75m	0,10m; 0,65m	Pas d'eau	9ème sac, fin de la journée-coulis 32,5MPa --> 3ème prélèvement : 20 éprouvettes du coulis 32,5MPa
17.2	25mm	64mm	21°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	0,75m	0,10m; 0,65m	Pas d'eau	9ème sac, fin de la journée-coulis 32,5MPa
17.3	25mm	64mm	19°	2,3 m	D27/D57→D25/D64	0,75m	0,10m; 0,65m	Présence d'eau au fond sur 20-30cm	9ème sac, fin de la journée-coulis 32,5MPa
18.1	25mm	64mm	14°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	0,75m	0,10m; 0,65m	Plein d'eau	8ème sac, dans l'après-midi
18.2	25mm	64mm	21°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	0,75m	0,10m; 0,65m	Plein d'eau	8ème sac, dans l'après-midi
18.3	25mm	64mm	17,5°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	0,75m	0,10m; 0,65m	Plein d'eau	8ème sac, dans l'après-midi
19.1	25mm	64mm	23°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	0,75m	0,10m; 0,65m	Plein d'eau	8ème sac, dans l'après-midi, Coulis sorti par le forage -> Chaussette abimée?
19.2	25mm	64mm	24°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	0,75m	0,10m; 0,65m	Plein d'eau	7ème sac, dans l'après-midi
19.3	25mm	64mm	25°	2,3 m	D27/D57→D25/D64	0,75m	0,10m; 0,65m	Plein d'eau	7ème sac, dans l'après-midi ; Eau sortie
20.1	25mm	64mm	20°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	0,50m	0,10m; 0,80m	Pas d'eau	
20.2	25mm	64mm	20°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	1,00m	0,10m; 1,50m	Pas d'eau	
20.3	25mm	64mm	20°	2,2 m	D27/D57→D25/D64	1,50m	0,10m; 1,50m	Pas d'eau	

2.1.5. Planning de la campagne d'essais

La figure suivante présente le planning de la préparation à la réalisation des essais.



Nom	Durée
Localisation du site & marquage des forages	1
Livraison des barres d'acier pour f.o. (à Abilaur Méca)	1
Réalisation des engravures (Abilaur Méca)	3
Récupération des barres usinées (transport de Abilaur Méca à l'IFSTTAR)	1
Achat de matériaux pour le collage des f.o.	1
Collage des fibres optiques (9 barres)	4
Réalisation des forages (33+3 supplémentaires)	4
Sondage carotté (1 x 2m = 2m)	1
Imagerie en paroi (10m)	1
Mise à disposition des matériaux et matériels pour 3 essais préalables par GTS (3 barres+coulis+rondelle+écrou+...)	1
Réalisation de 3 ancrages avec 3 longueurs de scellement (0,5m;1m;1,5m)	1
Essais de validation à 7 jours -> Choix des longueurs de scellement	1
Livraison des barres équipées de f.o. sur site	1
Mise à disposition des matériaux et matériels pour 33 essais par GTS (33 barres+coulis+rondelle+écrou+...)	1
Préparation des barres (33 barres)	3
Mise en place des barres équipées (33 ancrages)	1
Préparation du coulis	1
Injection du coulis (33 ancrages)	1
Prélèvement des échantillons de coulis (11 échantillons: 3Rc+3Rt+3 Triaxial+2E))	1
Réalisation des essais	43
Mois janvier (Essais 18.1; 18.2; 18.3; 19.2; 19.1; 19.3; 10.3; 10.2; 11.2; 11.3; 17.2; 17.3)	6
01-02 février (Essais 7.2; 6.2; 7.3; 6.3; 3.3; 12.3)	2
22-25 février (Essais sur les ancrages équipés de F.O: essais 10.1; 11.1; 17.1; 7.1; 6.1; 3.1; 3.2)	4
1-3 mars ((Essais sur les ancrages équipés de F.O: essais 12.1; 13.1; 14.1)	2
14-15 mars (Essais 12.2; 13.2; 13.3; 14.3; 14.2)	2

Figure 167 Planning des travaux

2.2. Caractérisation des matériaux

2.2.1. Barre d'acier

Les barres d'acier utilisées sont des barres de nuance d'acier S500/550 qualifiées "haute adhérence" avec un filetage sur toute la longueur comme illustrée sur la Figure 168. Les caractéristiques géométriques du filetage (pas, hauteur) qui doivent a priori jouer un rôle sur le maintien des barres en place vis-à-vis d'une sollicitation en traction de l'ancrage, sont présentées dans le Tableau 30. L'inclinaison des verrous a été prise égale à 60°.



Figure 168 Géométrie de la barre d'ancrage

Tableau 30 Caractéristiques des barres avec filetage discontinu
(Mesures sur les barres utilisées pour la campagne d'essais)

Dénomination	Diamètre minimal (mm)	Diamètre maximal (mm)	Pas (mm)	Limite élastique / Limite à la rupture (MPa)	Résistance à la rupture en traction (tonnes)
B25	24,2	27,8	12,5	500/550	27,0
B28	27,0	31,0	14,0	500/550	33,9
B32	30,8	35,8	16,0	500/550	44,2

2.2.2. Roche

La roche calcaire en place sur le site R3 présente un caractère homogène, en l'absence de joints de stratification. Afin de déterminer les propriétés mécaniques de la roche, des échantillons de roche ont été prélevés à proximité de la zone des ancrages. Les Figure 169 et Figure 170 présentent la position des sondages carottés (C1 et C2) et des photos des carottes prélevées.



Figure 169 Zones de prélèvement d'échantillons de roche par sondage carotté



Figure 170 Echantillons des sondages carottés C1 et C2

Différents essais en laboratoire de caractérisation de la roche ont été réalisés:

- Essais en compression uniaxiale : les éprouvettes d'essai ont été équipées de 3 jauges verticales et de 3 jauges horizontales pour déterminer le module d'Young et le coefficient de Poisson conformément à la norme NF P94-425. Elles ont ensuite été sollicitées jusqu'à la rupture pour déterminer la résistance en compression simple, selon la norme NF P94-420. La Figure 171 présente les courbes contrainte-déplacement uniaxial obtenues.
- Essais de traction brésilien pour déterminer la résistance à la traction conformément à la norme NF P94-422.
- Mesure de la vitesse du son conformément à la norme NF P94-411. Cette mesure permet de calculer également le module d'Young de la roche d'après la corrélation suivante[2] :

$$E_{corrélation} = \rho \frac{V_p^2(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}$$

avec Vp (m/s), la vitesse de propagation d'une onde ultrasonique ; ρ(g/cm³), la densité du matériau prise égale à 2 700kg/m³ pour ce type de calcaire; ν, le coefficient de Poisson.

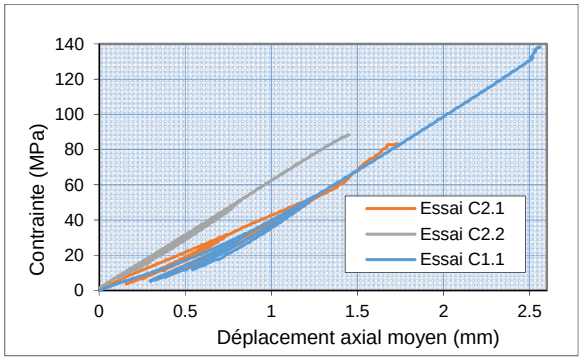


Figure 171 Courbes de comportement contrainte-déplacement axial des essais en compression uniaxiale sur éprouvettes de roche

[2] Comité Français de mécanique des roches - Manuel de Mécanique des roches – *Ecole des Mines de Paris, 2000*

Les Tableau 31 et Tableau 32 résument l'ensemble des essais de caractérisation effectués. On peut constater que le calcul du module d'Young à partir de la mesure de la propagation d'une onde ultrasonique donne des valeurs légèrement supérieures à celles déterminées à partir des mesures par jauges de déformation. Ce constat se justifie par le fait que ce calcul est formulé pour des roches saines alors que la roche en place peut présenter des microfissures ayant pour effet de réduire le module d'Young. Néanmoins, le module d'Young moyen de cette roche (60,5GPa) reste élevé. Ayant une résistance en compression simple comprise entre 85MPa et 138MPa et une résistance en traction brésilien comprise entre 6,5MPa et 7,3MPa, cette roche est considérée comme une roche de haute résistance.

Tableau 31 Résumé des essais en compression uniaxiale sur éprouvettes de roche

Epr.	Dimensions		Teneur en eau (%)	Vitesse du son		Compression uniaxiale			Remarques
	Dia. (mm)	Hauteur (mm)		Vp (m/s)	$E_{corrélation}$ (GPa)	Rc (MPa)	E (GPa)	Coefficient de Poisson	
C1.1	39,8	97,8	0,1	5600	67,8	138,3	62,1	0,27	sondage C1: profondeur entre 1,85m et 1,95m
C2.1	39,8	85,6	0,1	5800	77,1	83,3	55,5	0,24	sondage C2: profondeur entre 1,7m et 1,8m
C2.2	39,8	98,7	0,1	5550	68,0	88,5	63,9	0,26	sondage C2: profondeur entre 1,85m et 1,95m
Valeur moyenne ± écart-type					70,9 ±5,3	103,4 ±23,3	60,5 ±4,4	0,26 ±0,02	

Tableau 32 Résumé des essais de traction brésilien sur éprouvettes de roche

Epr.	Dimensions		Teneur en eau (%)	Vitesse du son		Essai brésilien	Remarques
	Dia. (mm)	Hauteur (mm)		Vp(m/s)	$E_{corrélation}$ (GPa)	Rt (MPa)	
Rtb1	63,1	64,0	0,1	5750	74,4	7,3	sondage C1: profondeur entre 1,7m et 1,8m
Rtb2	63,3	54,9	0,1	4650	48,7	6,5	sondage C2: profondeur entre 1,5m et 1,6m
Rtb3	63,2	65,9	0,1	5550	69,3	6,7	sondage C1: profondeur entre 1,6m et 1,7m
Valeur moyenne ± écart-type					61,5±18,2	6,9±0,6	

2.2.3. Coulis de ciment

Il a été choisi de tester deux coulis de ciment avec deux classes de résistance différentes, 32.5 et 52.5. Usuellement, la SNCF préconise du ciment de type CEMIII PMES. Cependant le ciment de type CEMIII ne se trouve pas partout sur le territoire national. Par conséquent il a été retenu comme principe pour cette campagne d'essais, de choisir des ciments de classe de résistance attendue et dans la mesure du possible, permettant de travailler en milieu agressif.

C'est ainsi que deux types de ciment de deux classes de résistance ont été utilisés pour réaliser les coulis de ciment :

- C1 : OPTIMAT CEM II/B-LL 32,5 R CE NF : ciment de classe de résistance 32.5, résistant à court terme mais adapté au milieu non agressif.
- C2 : PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF : ciment de classe de résistance 52.5 moyennement résistant à court terme mais adapté au milieu faiblement agressif.

Afin de déterminer les propriétés mécaniques du coulis de ciment, des éprouvettes de coulis de ciment ont été soumises à différents essais, qui sont :

- Essai triaxial selon la norme NF P94-425 : un essai triaxial a été réalisé sous une contrainte de confinement de 6MPa pour déterminer les paramètres du modèle CDP. L'éprouvette a été équipée de 3 jauges verticales et 3 jauges horizontales pour déterminer le module d'Young et le coefficient de Poisson. Le Tableau 33résume les résultats de cet essai. La courbe de comportement de l'essai est présentée à la Figure 172.

Tableau 33 Résumé de l'essai triaxial – confinement 6MPa sur éprouvette de coulis de ciment

Epr.	Dimensions		Résultats d'essai		
	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Rc (MPa)	E (GPa)	Coefficient de Poisson
Essai triaxial	39,8	96,4	67,9	15,3	0,26

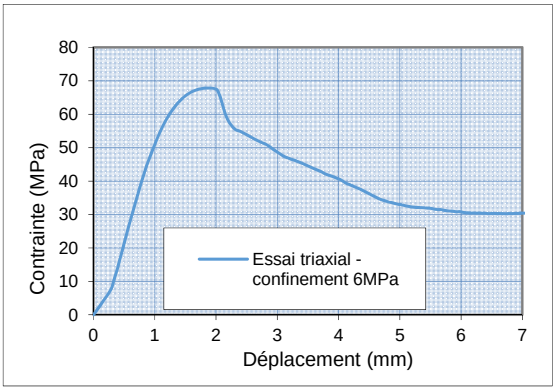


Figure 172 Courbe de contrainte-déplacement axial de l'essai triaxial pour une éprouvette de coulis de ciment 52,5MPa-second prélèvement

- Essais de compression uniaxiale selon la norme NF EN 12390-3 (3 essais pour chaque type de coulis de ciment) : les éprouvettes ont été équipées de 3 jauges verticales et 2 jauges horizontales pour mesurer le module d'Young et le coefficient de Poisson. Le Tableau 34 résume les essais effectués pour les 2 types de coulis de ciment.

  Les courbes de comportement contrainte – déplacement axial des essais sur le coulis de classe 52,5MPa sont présentées sur la

  Figure 173. On peut observer qu'il y a une grande différence de résistance en compression entre les deux prélèvements : valeur moyenne de 26,9MPa pour le premier prélèvement et valeur moyenne de 45,3MPa pour le second prélèvement. La pente des courbes de comportement contrainte-déplacement présente également une variabilité importante. De manière générale, plus la pente de la courbe de comportement d'un essai est importante, plus sa résistance est élevée. La dispersion des résultats d'essais entre les 2 prélèvements et au sein du premier prélèvement ne peut être expliquée que par la préparation du coulis de ciment, le transport des éprouvettes et les essais ayant été réalisés en même temps.

Les courbes de comportement contrainte – déplacement axial des essais sur le coulis de classe 32,5MPa sont présentées sur la Figure 174. A part l'essai GV5 dont la courbe de comportement présente une chute de contrainte vers des valeurs de contrainte de 8MPa, en raison probablement d'un mauvais surfaçage, les autres essais donnent une valeur de résistance moyenne égale à 28,5MPa et un écart-type de 1,6MPa (≈5%).

Tableau 34 Résumé des essais en compression uniaxiale sur éprouvettes de coulis de ciment (NR = non réussi)

Ref.	Epr.	Dia. (mm)	Hauteur (mm)	Module d'Young (GPa)		Coefficient de Poisson	Résistance compression Rc		
				calculé sur 2ème cycle	calculé sur 3ème cycle		Contrainte (MPa)	Moyen (MPa)	Ecart-type (MPa)
Coulis 52,5 MPa - 1er prélèvement	52,5_1	59,1	121,8	6,2	NR	0,27	NR		
	52,5_3	58,8	122,0	9,1	9,9	NR	23,1	26,9	4,4
	52,5_7	58,8	121,4				22,1		
	52,5_9	58,8	122,8				27,7		
	52,5_11	58,8	120,8				34,9		
Coulis 52,5 MPa - second prélèvement	V5	59,1	121,2	16,1	NR	0,33	NR	45,3	2,1
	V6	59,0	121,3				47,3		
	V7	58,8	123,1				43,2		
Coulis 32,5 MPa -3ème prélèvement	GV2	59,1	122,1	14,6	14,5	0,27	31,4	28,5	1,6
	GV4	58,3	118,7	7,3	7,2	0,26	25,7		
	GV5	58,5	118.9	5,4	6,7	NR	20,8(NR)		
	GV7	59,0	121,7				28,7		
	GV8	58,7	122,0				28,1		

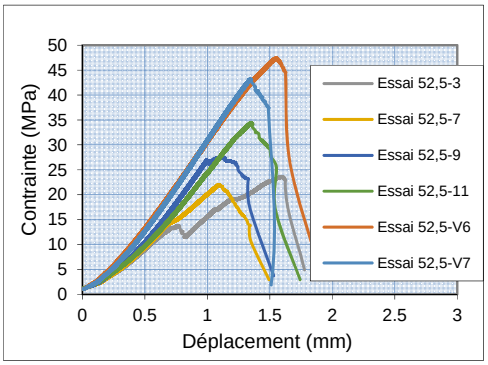


Figure 173 Courbes de contrainte-déplacement axial des essais de compression uniaxiale sur éprouvettes de coulis de ciment 52,5MPa

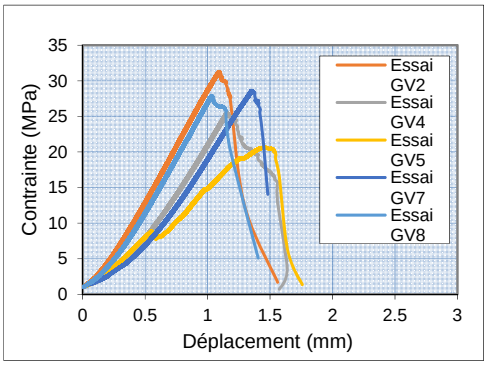


Figure 174 Courbes de contrainte-déplacement axial des essais de compression uniaxiale sur éprouvettes de coulis de ciment 32,5MPa

- Essais de traction indirecte selon la norme NF EN 12390-6 :le Tableau 37 résume les essais de traction indirecte réalisés. Les résultats d'essais donnent une résistance en traction moyenne de 2,7MPa avec un écart-type de +-0,7MPa pour les deux types du ciment.

Tableau 35 Résumé des essais de traction indirecte sur éprouvettes de coulis de ciment

Ref.	Epr.	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Résistance Fendage Rt		
				Contrainte (MPa)	Moyen (MPa)	Ecart-type (MPa)
Coulis 52,5 MPa - 1er prélèvement	52,5_6	58,7	120,0	2,4	2,7	0,6
	52,5_8	59,0	119,0	2,4		
Coulis 52,5 MPa - second prélèvement	V2	59,0	120,6	2,9		
Coulis 32,5 MPa - 3ème prélèvement	GV1	58,1	123,1	3,0	2,7	0,7
	GV3	59,4	122,3	2,2		
	GV6	58,9	119,6	3,4		
	GV9	58,7	119,0	3,4		
	GV10	58,9	118,8	1,4		

2.2.4. Accessoires de mise en œuvre

Canule d'injection

Les canules utilisées sont des tubes en plastique ayant un diamètre extérieur de 16 mm.



Figure 175 Barre d'ancrage équipée de canules d'injections

Chaussette géotextile

La chaussette testée est un tube filtrant en géotextile, souple, extensible. Son faible diamètre des pores permet de retenir les particules fines. Elle a un diamètre initial de 60 mm. Malgré les recommandations usuelles, la chaussette a été placée à l'extérieur des centreurs car la canule d'injection a été positionnée en tête du scellement.



Figure 176 Barre d'ancrage équipée de la chaussette géotextile

2.3. Dispositif d'essai, instrumentation & programme de chargement/déchargement

2.3.1. Châssis d'arrachement

Un bâti a été conçu pour pouvoir réaliser les essais d'arrachement répondant aux deux exigences suivantes :

- 1/ éviter le biais induit par le confinement du massif rocheux en tête par les appuis du dispositif d'arrachement,

- 2/ positionner le vérin dans l'axe de l'ancrage.

Le premier châssis d'arrachement développé est présenté à la Figure 177 : il permet un écartement des appuis de 0,50m par rapport à l'axe du forage. Un second châssis a été développé avec un empattement réduit (Figure 178) plus léger, plus petit pour faciliter la manutention lors d'ancrage positionné en hauteur ou dont l'axe est fortement incliné par rapport à la paroi.

En parallèle au châssis d'appui pour le vérin, un châssis a été développé pour positionner les capteurs de déplacement.

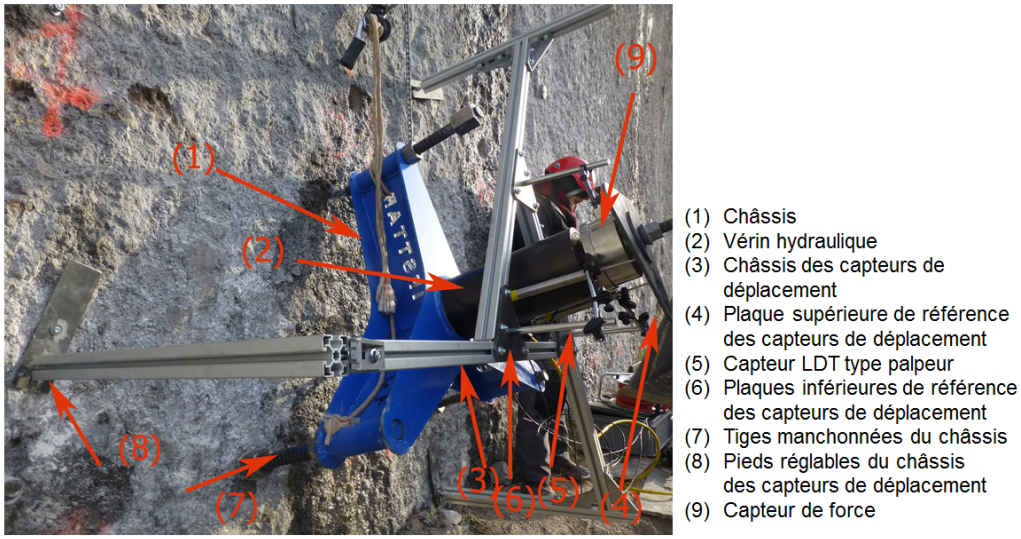


Figure 177 Le châssis d'arrachement

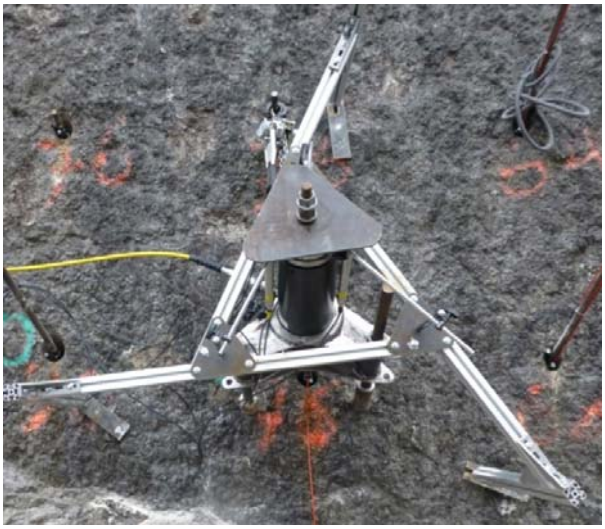


Figure 178 Le second châssis d'arrachement à empattement réduit

2.3.2. Instrumentation

Afin de pouvoir établir la relation classiquement établie, effort de traction en tête d'ancrage/déplacement en tête d'ancrage, un capteur de force et trois capteurs de déplacements ont été utilisés lors des essais. L'acquisition des mesures a été effectuée à la fréquence de 10Hz avec un suivi en direct sur écran, des mesures pour permettre le contrôle nécessaire à la réalisation manuelle du programme de chargement/déchargement.

Par ailleurs, afin de pouvoir suivre au cours de l'essai, la mobilisation des contraintes le long de la barre d'ancrage, pour chaque objectif d'essais, une barre a été équipée sur sa longueur scellée d'une fibre optique.

2.3.2.1. Capteur de force

Le capteur de force, dont la capacité de mesure est de 45 tonnes, a été fixé en tête de l'ancrage en amont du vérin entre deux plaques d'appui pour mesurer la force appliquée en tête de l'ancrage (élément 9 sur la Figure 177).

Le principe de mesure de ce capteur à jauges de déformation consiste à fixer des jauges de déformation sur le corps d'épreuve et de convertir la déformation de celles-ci en une variation de la résistance. Le capteur alimenté délivre ainsi une tension de sortie qui est proportionnelle à la force appliquée.

2.3.2.2. Capteur de déplacement

Trois capteurs de déplacement LDT ont été utilisés dans les essais de manière à tenir compte d'une possible dérive latérale lors de la réalisation des essais.

Le capteur de déplacement type palpeur LDT (Linear Differential Transporter) est un capteur électrique comprenant un pont de jauges délivrant un signal. Ce capteur est alimenté

par un courant électrique et la mesure du signal de sortie permet de déterminer la position du capteur.

Les 3 capteurs ont été fixés sur un châssis (élément n°3 sur la Figure 177, qui est indépendant du châssis bleu) et en appui contre la plaque en tête du vérin. Ces capteurs ont permis ainsi de mesurer le déplacement de la barre d'acier en tête du vérin et d'observer éventuellement une flexion de la barre d'acier s'il y a une différence entre les 3 mesures.

2.3.2.3. Fibre optique

Pour chaque objectif d'essais, la fibre optique a été utilisée pour mesurer la distribution des déformations (et donc des contraintes) le long de la barre d'acier dans le cadre d'un essai. Cette technique de mesure sur une barre d'acier a déjà été testée et validée à l'Ifsttar sur des armatures d'ouvrages d'art (Quiertant et al 2013[3]). Elle consiste à coller une fibre optique dans une engravure réalisée le long de la barre d'acier (Figure 179) et à utiliser un système pour acquérir la propagation des ondes lumineuses lors de l'essai. La propagation étant modifiée par la déformation de la fibre optique, la mesure permet ainsi de déterminer la distribution des déformations le long de la barre d'acier. La résolution a été ici de 4mm. La mesure a été effectuée en début et en fin de chaque palier de chargement et de déchargement.

Afin de valider la procédure, une barre (essai n°3.1) a été équipée d'une fibre optique de chaque côté de la barre afin de mettre en évidence une éventuelle flexion parasite.



(a) Engravure dans la barre



(b) Fixation et protection de la F.O en tête de la partie scellée



(c) F.O collée en pied de la partie scellée

Figure 179 Equipement d'une barre d'acier avec une fibre optique

2.3.2.4. Jauge de déformation

Afin de valider les mesures de la fibre optique sur une barre d'ancrage (essai n°3.2), trois jauges de déformation ont également été collées en différentes positions le long de la partie devant être scellée. La Figure 180 présente la disposition de ces 3 jauges de déformation.

[3] Quiertant M, Baby F, Khadour A, Marchand P, Rivillon P, Toutlemonde F, Instrumentation par fibres optiques des ouvrages en BA pour la mesure répartie des déformations de traction des armatures, *Instrumentation, mesure, métrologie* – n°1-2/2013, 131-147

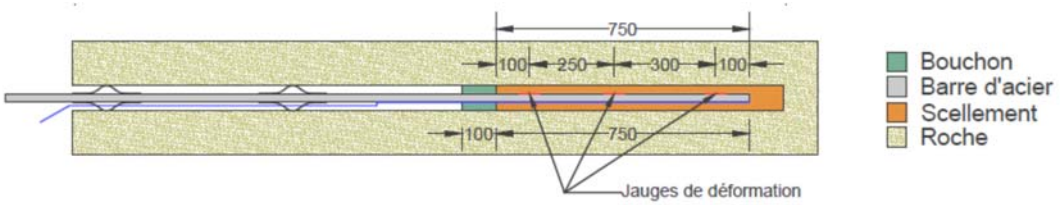


Figure 180 Equipement en jauges de déformation de l'essai 3.2

2.3.3. Programme de chargement/déchargement

De manière similaire à la norme d'essai XP 94-444 (2002), le chargement et le déchargement ont été effectués selon des paliers de force. Chaque essai a été mené jusqu'à la limite de rupture de la barre d'acier. Pour chaque palier de chargement (ou de déchargement), la montée en charge (ou la descente en charge) a été effectuée sur 1 minute suivi d'un palier constant pendant 4 minutes.

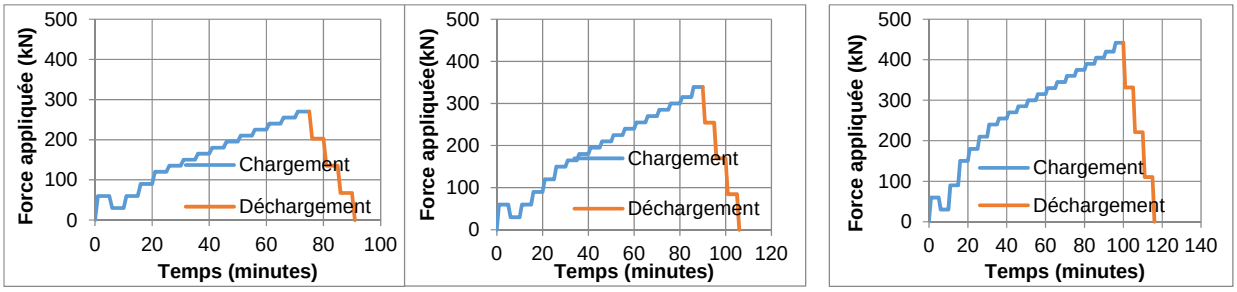
Préalablement à l'essai, une étape de préchargement a été effectuée et a consisté à une montée en charge jusqu'à 60kN et puis une descente en charge à 30kN. Cette étape avait pour but d'éliminer les phénomènes parasites liés à la mise en place du châssis pour les raisons suivantes :

- une précharge aléatoire comprise entre 15-25kN due à un vissage manuel de l'écrou en tête du vérin est nécessaire pour garder en place le châssis ;
- la montée en charge jusqu'à 60kN permet de stabiliser la position du châssis. Ensuite, la descente de charge à 30kN permet de maintenir le châssis en place et de donner le même point de départ des mesures pour tous les essais.

La Figure 181 présente le programme de chargement-déchargement pour respectivement, les barres de diamètre 25, 28 et 32 mm.

Les valeurs de montée en charge ont été choisies de manière à assurer un compromis entre le temps de chargement et l'observation des phénomènes lorsqu'on se rapproche de la rupture de l'ancrage. Par conséquent, le programme de chargement prévoit une montée en charge au début de chargement plus importante que celle au-delà de 100/150kN. Précisément, le programme de chargement pour les barres de diamètre 25 mm (Figure 181a) a été effectué selon des paliers de 30kN jusqu'à 120kN, puis des paliers tous les 15kN jusqu'à la limite de rupture de la barre d'acier. Le programme de chargement pour les barres de diamètre 28 mm (Figure 181b) a été effectué selon des paliers de 30kN jusqu'à 150kN, puis des paliers tous les 15kN jusqu'à la limite de rupture de la barre d'acier. Le programme de chargement pour les barres de diamètre 32 mm (Figure 181c) a été effectué selon des paliers tous les 60kN jusqu'à 150kN, puis des paliers tous les 30kN jusqu'à 240kN, enfin des paliers tous les 15kN jusqu'à la limite de rupture de la barre d'acier.

Le programme de déchargement a été effectué selon trois paliers de déchargement pour toutes les barres, ce qui devrait permettre de donner des informations sur la déformation plastique des ancrages.



(a) (b) (c)

Figure 181 Programmes de chargement/déchargement pour les 3 diamètres de barre : a) 25mm ; b) 28mm ; c) 32mm.

3. Résultats et analyses des essais d'arrachement sur le site R3

3.1. Résultats des mesures du capteur de force et de déplacement

Principe de traitement des mesures

La Figure 182 présente la géométrie de l'ancrage et les positions des mesures de capteur de force et des capteurs de déplacement LDT.

Les essais ont été réalisés selon le programme chargement/déchargement décrit précédemment. Au cours des essais, les mesures par le capteur de force et par les trois capteurs de déplacements ont été enregistrées avec une fréquence d'acquisition de 10Hz, permettant de repérer éventuellement la rupture des ancrages et ont été synchronisées entre elles.

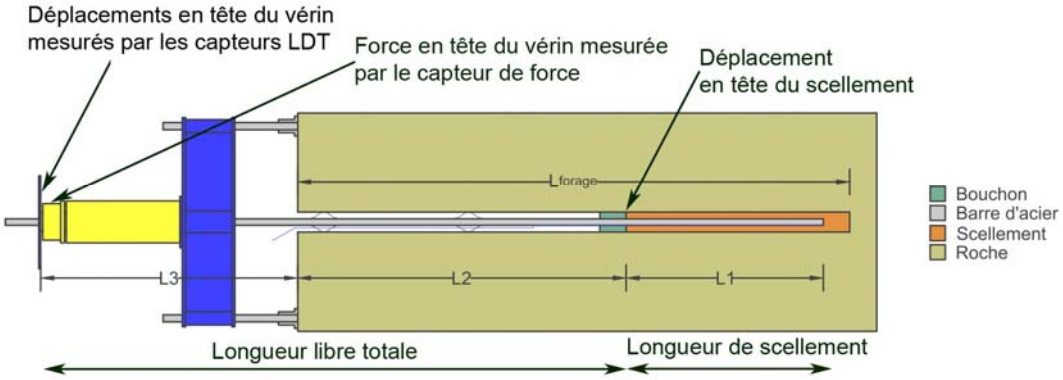


Figure 182 Géométrie de l'ancrage et de l'instrumentation mise en place

Les résultats des essais sont d'abord présentés par la courbe de la force de traction en tête du vérin et des 3 déplacements en tête du vérin en fonction du temps. Une étape de correction des données était nécessaire du fait des mesures parasites dues au glissement du châssis. En effet, au cours des essais, en raison du positionnement du châssis sur une paroi verticale et de l'effort appliqué relativement à la résistance de la roche en surface, le frottement entre les pieds du châssis et la falaise n'était pas suffisant pour reprendre les réactions parasites parallèles à la falaise. Le phénomène était accentué par le fait que la falaise était souvent mouillée pendant la période d'expérimentation. La correction des données a consisté à enlever les sauts dans les valeurs de déplacements et de force correspondant à des mouvements intempestifs dus à la mise en place du châssis. La courbe force appliquée en tête du vérin-moyenne des déplacements corrigés en tête du vérin a ainsi été tracée. Enfin la relation force-déplacement en tête du scellement a également été tracée en soustrayant au déplacement en tête du vérin, l'allongement élastique de la barre d'acier dans la partie libre de l'ancrage en supposant un comportement axial élastique de celle-ci.

Exemple de résultats d'essai

On présente ici ces résultats pour l'essai 3.1. Les résultats des autres essais sont reportés à l'annexe 2.

Le Tableau 36 présente la fiche de l'essai n°3.1 dans laquelle les informations sur l'ancrage, les caractéristiques des matériaux, la géométrie de l'ancrage ainsi que des remarques lors de la réalisation de l'essai d'arrachement sont récapitulées. Les Figure 183 et Figure 184 présentent les données bruitées de la force appliquée en tête du vérin et des déplacements mesurées par les trois capteurs LDT. Les Figure 185 et Figure 186 présentent les mesures corrigées. La Figure 187 présente les courbes de comportement de l'ancrage : force appliquée en tête en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement.

Tableau 36 Fiche de l'essai d'arrachement n°3.1

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°3.1	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		25/2/16 13:20	
Condition météo		pluviale	
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	22
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,88
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☑(doubles fibres optiques)	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	270
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	4,2
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 20-30cm			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Le châssis a glissé 3 fois pour se mettre dans l'axe de la barre d'acier. La barre est équipée de deux fibres optiques, mais celle située en bas est cassée et aucune mesure n'a pu être prise. Mesure de FO en haut jusqu'à la fin du déchargement.			

Exemple de résultats d'essai

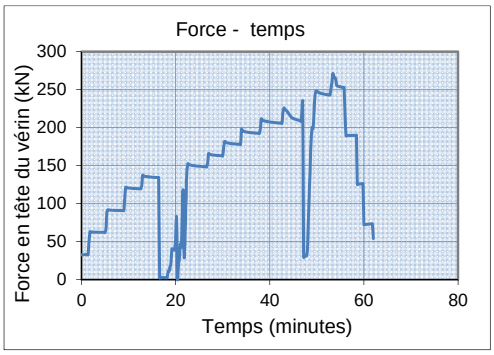


Figure 183 Programme de chargement

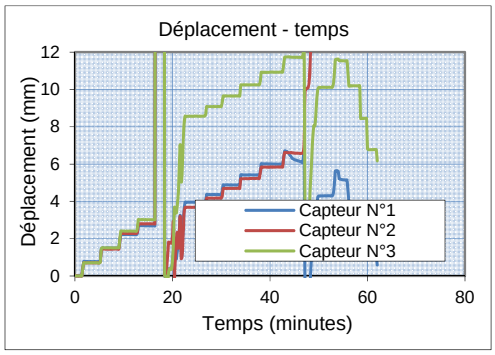


Figure 184 Déplacements en tête du vérin

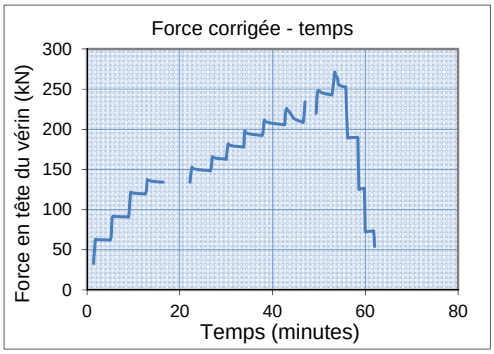


Figure 185 Correction du chargement

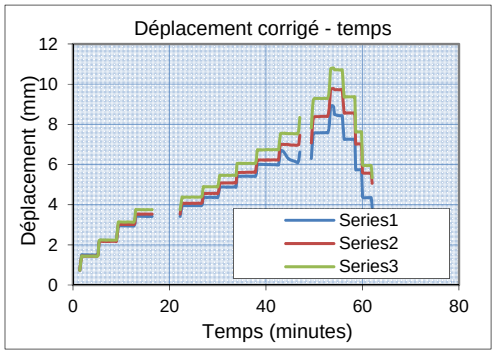


Figure 186 Correction des déplacements

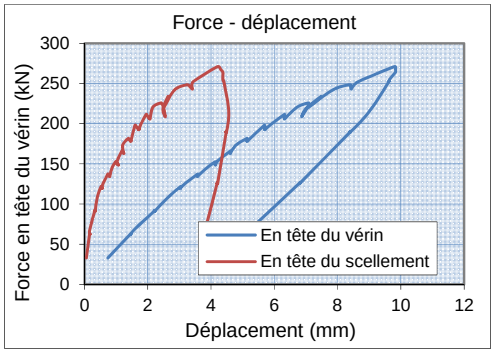


Figure 187 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

3.2. Résultats des mesures de la fibre optique et analyse

3.2.1. Essai 3.1 – Essai de référence ($d_b = 25mm; d_g = 64mm$)

Résultats des mesures de la fibre optique

Pour cet essai, la barre a été équipée de deux fibres optiques sur le long des deux méplats opposés de la barre pour identifier s'il y a une flexion parasite. Mais la fibre optique située en bas s'est cassée dès le début de l'essai et aucune mesure n'a pu être prise. Les résultats ci-dessous sont donc ceux de la fibre optique située en partie supérieure.

Les Figure 188 et Figure 189 présentent l'évolution des déformations le long de la fibre optique à différents paliers de chargement et de déchargement. Sur la longueur où la fibre optique est collée sur la barre d'acier (1,1m dans ce cas), ces déformations représentent les déformations axiales de la barre. Sur la longueur où la fibre n'est pas collée à la barre, ces déformations doivent être égales à zéro. Sur ces figures, la configuration théorique de l'ancrage est également indiquée parallèlement à la mesure. En réalité, elle a pu être légèrement modifiée lors de la mise en place (par exemple : le bouchon peut s'être déplacé vers l'extérieur lors de l'insertion de la barre équipée dans le forage ...).

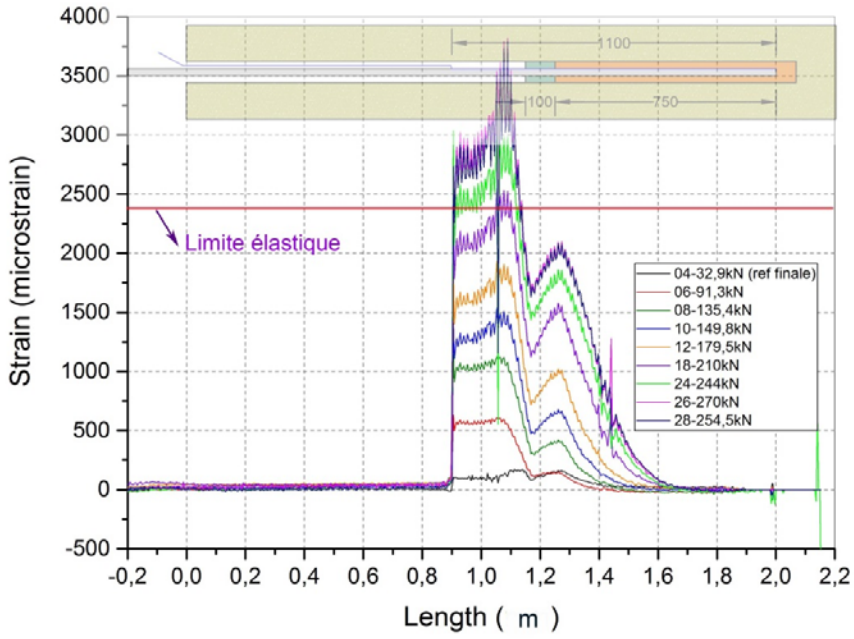


Figure 188 Déformations le long de la barre pour différents paliers de chargement en tête de la barre (la ligne rouge indique la limite élastique de la barre d'acier)

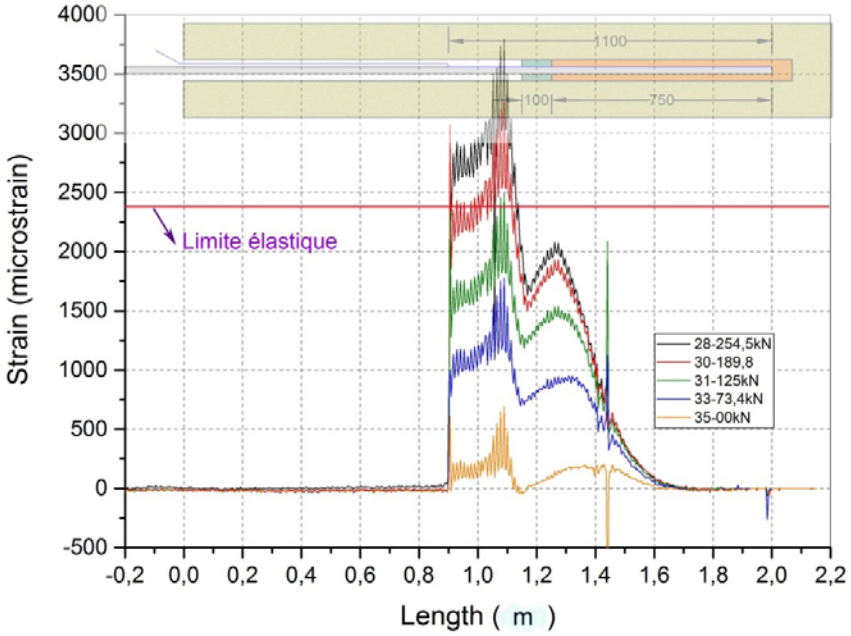


Figure 189 Déformations le long de la barre pour différents paliers
de déchargement en tête de la barre (la ligne rouge indique la limite élastique de la barre d'acier)

De ces figures, on peut tirer quelques observations :

- Dans la partie théoriquement à l'amont du bouchon où la fibre est collée mais la barre est non scellée (entre 0,90m - 1,25m), les déformations dans la barre (Figure 188) augmentent de manière conséquente et atteignent des valeurs encore plus importantes que celles dans la partie scellée. Cela peut être expliqué de deux manières : la première possibilité est que le coulis a percolé au-delà du bouchon lors de l'injection et est venu sceller la barre sur une certaine longueur supplémentaire; la deuxième possibilité est que la barre a subi une flexion lors de l'arrachement. Or dans cette partie, en début de chargement (mesures n°6 et n°8), les déformations dans cette zone forment un palier. Cependant, après un déplacement intempestif du châssis (à partir de la mesure n°10), la déformation est plus élevée au niveau de l'encastrement théorique avec le bouchon. Un effet de flexion qui se serait mise en place après le déplacement de la barre conduirait effectivement au fait que la barre n'est plus sollicitée dans l'axe. Cela engendre des moments parasites et donc des déformations additionnelles à l'extrados de la barre, comme illustré sur le schéma sur la Figure 190. Comme la fibre est placée, dans ce cas, à l'extrados de la barre, cela serait cohérent avec des déformations plus importantes dans cette zone.

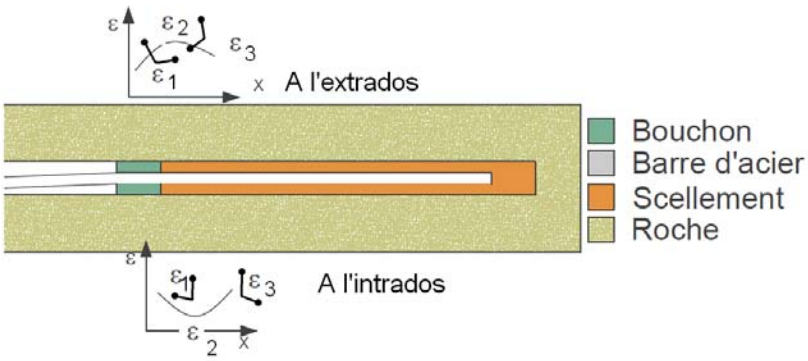


Figure 190 Effet de flexion sur les déformations en extrados et en intrados de la barre

- Sur la longueur théoriquement scellée (entre 1,25m et 2,0m), les déformations axiales (Figure 188) (et donc les efforts) dans la barre présentent une relation exponentielle sur cette longueur pour des chargements inférieurs à 180kN (mesures n°04 ; 06 ; 08 ; 10 ; 12). D'après les études théoriques de Farmer (1975) et Li et Stillborg (1999), cela peut se justifier par un collage parfait entre le coulis et la barre. Après le chargement n°12, cette relation exponentielle n'est plus valable que sur une plus faible longueur vers le fond du scellement où le collage doit toujours être parfait, pour laisser la place à une relation linéaire en tête du scellement (Figure 188). Cette relation linéaire correspond à une valeur constante de la contrainte de cisaillement qui pourrait s'expliquer par un décollage entre le coulis et la barre c'est-à-dire une rupture partielle à l'interface barre-scellement.

- Sur la Figure 189, en fin de déchargement, on peut observer qu'il y a des déformations irréversibles dans la barre d'acier à la fois à l'amont du bouchon et dans la partie scellée. Les premières sont quasi équivalentes en amplitude au dépassement de la limite élastique de la barre : elles viennent probablement des déformations plastiques irréversibles de la barre lors de la flexion parasite. Pour les secondes, cela pourrait se justifier par le fait que la barre est entravée et ne peut revenir à sa position initiale.

Traitement des mesures de la fibre optique

A partir des déformations mesurées dans la barre d'acier, les résultats suivants peuvent être obtenus :

- Distribution des efforts axiaux le long de la barre d'acier pour un palier de chargement en tête de la barre, en supposant le comportement de la barre élastique.

$$F_i = E_b A_b \varepsilon_i \tag{4.1}$$

dans laquelle,

F_i l'effort axial dans la barre d'acier (appelé ensuite effort axial) calculé à la position x_i ;

ε_i, la mesure de la déformation axiale par la fibre optique à la position x_i ;

E_b, le module de Young de l'acier ;

A_b, la section de la barre d'acier calculée avec le diamètre minimal de la barre d_b

- Distribution des contraintes tangentielles le long de l'interface barre-scellement (appelée par la suite, contrainte tangentielle) pour un palier de chargement en tête de la barre. Elles ont été calculées en dérivant les efforts axiaux par la méthode des différences finies selon la formule :

$$\tau_{b-g}^{i} = \frac{dF^{i}}{\pi d_b dx^{i}} \approx \frac{F^{i+1} - F^{i-1}}{\pi d_b (x^{i+1} - x^{i-1})} \quad (4.2)$$

dans laquelle :
τ_{b-g}^{i} est la contrainte tangentielle calculée à la position x_i
$F^{i+1} et\ F^{i-1}$ sont les forces axiales calculées aux positions x_{i+1} et x_{i-1}.
Cependant les oscillations sur l'allure des F^{i} (espacement entre les points = espacement entre les oscillations) conduisent à des oscillations faussement amplifiées de τ_{b-g}^{i}. Pour éviter ce problème, les courbes des efforts axiaux ont d'abord été lissées avant de calculer les contraintes tangentielles. Le lissage a été effectué par une fonction de régression non paramétrique de Nadaraya-Watson (1964) en utilisant une distribution gaussienne. La bande de lissage a été choisie suffisamment large pour représenter la distribution gaussienne sur cette bande. Nous avons donc choisi une bande comprenant 6 points de mesure et donnant lieu à une largeur de 6x4mm=24mm (4mm = espacement entre les points de mesure de la fibre optique), soit une bande tous les deux verrous.
La distribution des contraintes tangentielles a également permis de localiser la position effective de la tête du scellement à l'endroit où la contrainte tangentielle est nulle.

- Effort axial appliqué en tête du scellement en fonction du déplacement en tête du scellement. Une fois que la position effective de la tête du scellement a été identifiée, l'effort axial en tête du scellement calculé selon la formule (4.1) a été déterminé. En parallèle, le déplacement axial de la barre en tête du scellement a été obtenu en intégrant les déformations de la barre sur la longueur scellée.

$$w = \int_{x_{tête-scellement}}^{x_{fond}} \varepsilon_i dx \quad (4.3)$$

dans laquelle :
w est le déplacement de la barre en tête du scellement ;
$x_{tête-scellement}$ est la position de la tête du scellement ;
$x_{fond} = 2{,}0m$ est la position du fond du scellement.

Les résultats de ces interprétations sont présentés sur les Figure 191 et Figure 193. La Figure 191a présente le profil des efforts axiaux dans la barre d'acier pour différents paliers de chargement en tête de la barre avec son lissage. La Figure 191b présente le profil des contraintes tangentielles le long de l'interface barre-scellement déduits à partir de la Figure 191a. Sur les Figure 191 a et b, à chaque palier de chargement en tête de la barre, nous avons indiqué l'effort axial en tête du scellement correspondant afin de pouvoir comparer les résultats entre les essais. Puis, sur la base de la Figure 191b, le pic du profil des contraintes

tangentielles (valeur et position par rapport à la tête du scellement) a été déterminé en fonction de l'effort axial en tête du scellement et présenté sur la Figure 192.

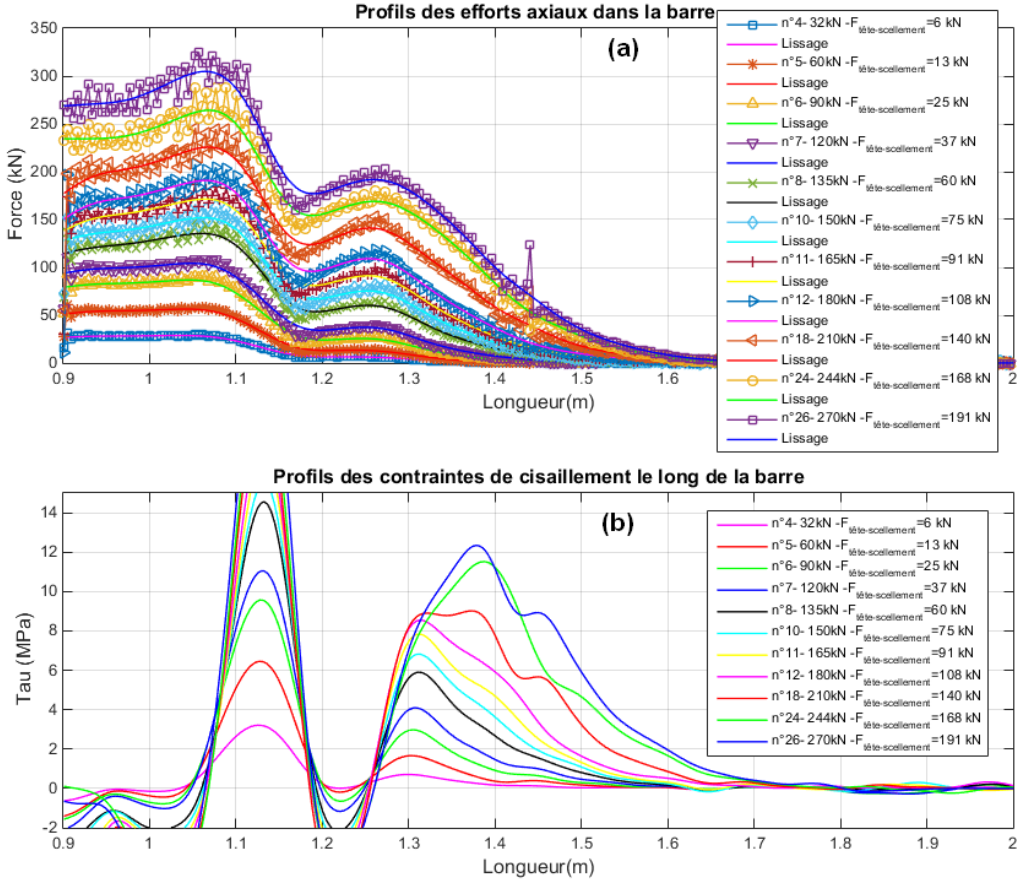


Figure 191 (a) Profils de l'effort axial et (b) de la contrainte tangentielle le long de la barre pour différents paliers de chargement

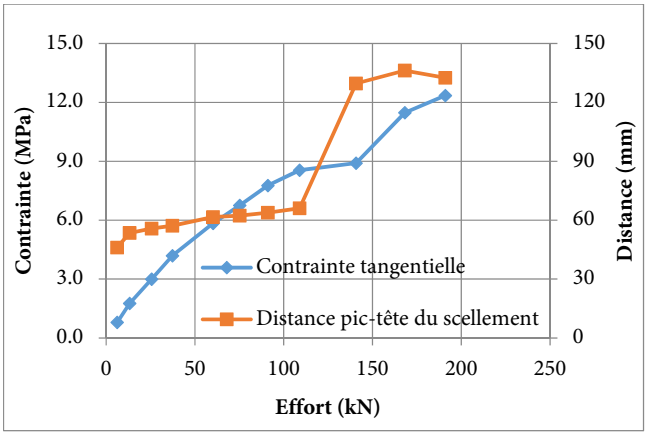


Figure 192 Pic des profils de contraintes tangentielles : valeur et distance par rapport à la tête du scellement pour différents efforts axiaux en tête du scellement

Jusqu'au palier de chargement n°12 correspondant à l'effort axial de 108kN en tête du scellement, le profil des contraintes tangentielles (Figure 191b) manifeste une relation exponentielle avec augmentation des valeurs. Cette augmentation est visible sur les valeurs au pic illustrées sur la Figure 192. Après le palier de chargement n°12, la forme exponentielle se déplace vers le fond du forage (Figure 191b). En tête du scellement, au palier de chargement n°18 correspondant à l'effort axial de 140kN en tête du scellement, un palier de contrainte tangentielle (Figure 191b) indique une zone de décollement entre la barre d'acier et le scellement et pour les chargements suivants, le démarrage de la décroissance exponentielle se déplace en profondeur.. Sur la Figure 192, la longueur de la zone de décollement passe de 60mm (palier n°12) à 135mm (palier n°18)

La Figure 193 présente la courbe de comportement force-déplacement en tête du scellement calculée sur base des mesures de la fibre optique ainsi que la même courbe de comportement calculée à partir des mesures des capteurs LDT (Figure 187). On peut remarquer une différence entre ces deux courbes non seulement vis-à-vis de la valeur de force transmise en tête du scellement mais également du déplacement correspondant. Cette différence tend à confirmer une sollicitation parasite comme une flexion de la barre, déjà observée sur les mesures de la fibre optique dans la partie non-scellée et générée par le glissement du châssis (Figure 190). L'hypothèse de calcul de ces courbes (barre sollicitée uniquement axialement) n'est donc pas justifiée. Et pourtant, dans la partie scellée, on peut considérer que la courbe de comportement obtenue par les mesures de la fibre optique est représentative du comportement de l'ancrage car dans le scellement, la barre est effectivement sollicitée en traction et la fibre optique donnant des mesures locales absolues, l'erreur du comportement en tête n'est pas reportée.

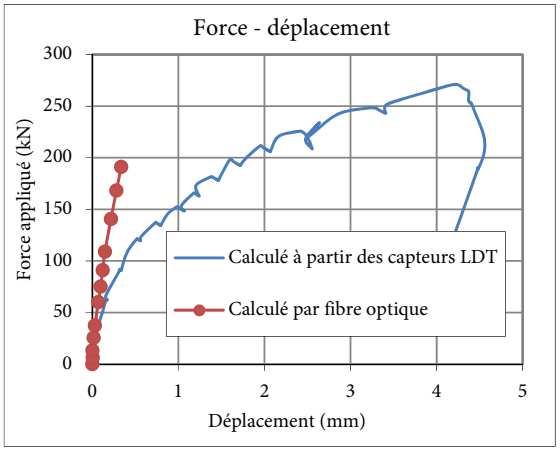


Figure 193 Force appliquée en fonction du déplacement en tête du scellement calculé à partir des capteurs LDT et par fibre optique

Comparaison avec le calcul théorique

Nous avons ensuite comparé les profils des contraintes tangentielles obtenus par les mesures de la fibre optique avec un calcul théorique selon l'approche proposée par Li &

Stillborg (1999). Cette comparaison a été effectuée pour la partie de décroissance exponentielle du profil des contraintes tangentielles.

Selon Li & Stillborg (1999), si la contrainte tangentielle à l'interface barre-scellement reste inférieure à la résistance au cisaillement de l'interface et qu'il n'y a pas de décollement, la contrainte peut être calculée selon la formule (2.25) (§2.1.3-chapitre 2) :

$$\tau_{b-g} = \frac{\alpha}{2}\sigma_{b0}\, e^{-\frac{2\alpha(x-x_0)}{d_b}} = \tau_{b-g}^{x_0}\, e^{-\frac{2\alpha\,(x-x_0)}{d_b}} \tag{4.4}$$

avec

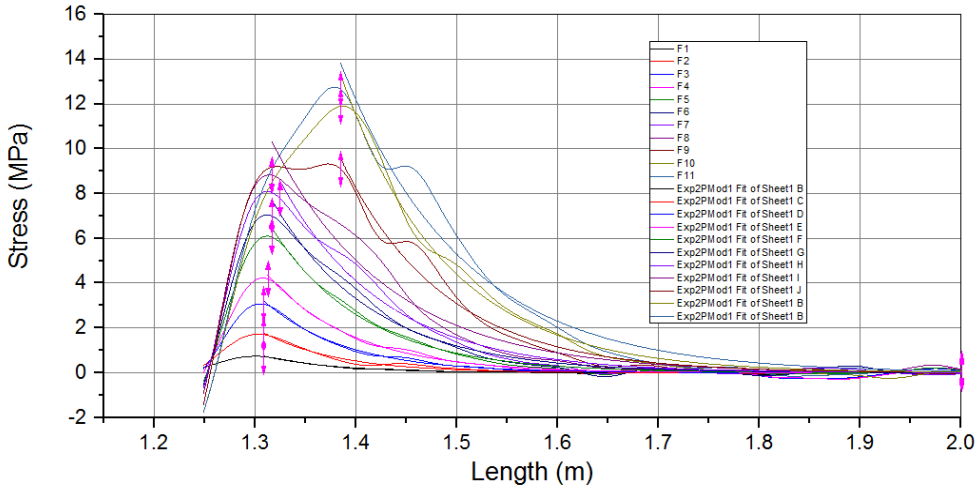
τ_{b-g}^{0}, contrainte tangentielle maximale à la position x_0 ; σ_{b0}, contrainte axiale dans la section d'acier à la position x_0.

α calculé d'après Li & Stillborg (1999), selon la formule (2-26) :

$$\alpha = \frac{2G^r G^g}{E^b\left[G^r \ln\left(\frac{d_g}{d_b}\right) + G^g \ln\left(\frac{d_r}{d_g}\right)\right]} \qquad G_r = \frac{E_r}{2(1+\nu_r)};\ G_g = \frac{E_g}{2(1+\nu_g)} \tag{4.5}$$

Le coefficient α est donc un facteur qualifiant la décroissance de la contrainte tangentielle. Dans nos cas, les essais de caractérisation des matériaux ont donné les valeurs suivantes : $E_r = 60GPa; \nu_r = 0{,}26; E_g = 12GPa; \nu_g = 0{,}26; E_b = 210\ GPa$. Pour cet ancrage $d_g = 64mm; d_b = 24{,}2mm$. Et si, selon la recommandation de Li & Stillborg (1999), on considère un diamètre d'influence $d_r = 10d_g$, α est alors égal à 0,178.

Par ailleurs, la valeur α a pu être évaluée sur les parties des profils de contraintes tangentielles données par les mesures de la fibre optique pour lesquelles le collage barre-scellement est parfait: pour ces zones, nous avons interpolé la courbe par une relation exponentielle par la méthode des moindres carrés (Figure 194). Nous avons ainsi obtenu des valeurs de α entre 0,170 au début de chargement, valeur proche de la valeur donnée par la théorie et 0,100 au palier de chargement n°26. Cela pourrait justifier un degré de dégradation à l'interface barre-scellement. ,



Model	Exp2PMod1										
Equat	y = a*exp(b*x)										
Plot	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F11
a	6.33649	7.29258	4.06667	2.00187	1.14434	4.95186	3.54976	930237.5	7.81435	8.21538	1.42666
b	-13.952	-13.393	-12.496	-11.686	-10.927	-10.156	-9.7648 ±	-8.66504	-9.8302	-9.6282	-8.33649
Redu	0.00127	0.01439	0.0131	0.01627	0.01289	0.04515	0.07792	0.20077	0.11481	0.08576	0.34346
R-Sq	0.94982	0.91289	0.97471	0.98349	0.99413	0.98648	0.98184	0.97001	0.97977	0.99217	0.97402
Adj. R	0.94953	0.91238	0.97457	0.9834	0.9941	0.9864	0.98174	0.96984	0.97964	0.99212	0.97385

Figure 194 Détermination du coefficient α
à partir des contraintes de cisaillement dans les parties barre-scellement collées

3.2.2. Essai 3.2 – Essai de référence ($d_b = 25mm; d_g = 64mm$)

Résultats des mesures de la fibre optique

Les Figure 195 et Figure 196 présentent l'évolution des déformations de la fibre optique pour différents paliers de chargement et de déchargement. Pour cet essai, des jauges ont également été collées afin de confronter leurs mesures avec celles données par la fibre optique. Elles ont été disposées le long de la partie scellée selon l'illustration de la Figure 195. Les mesures de déformation effectuées sont représentées par des points sur les figures.

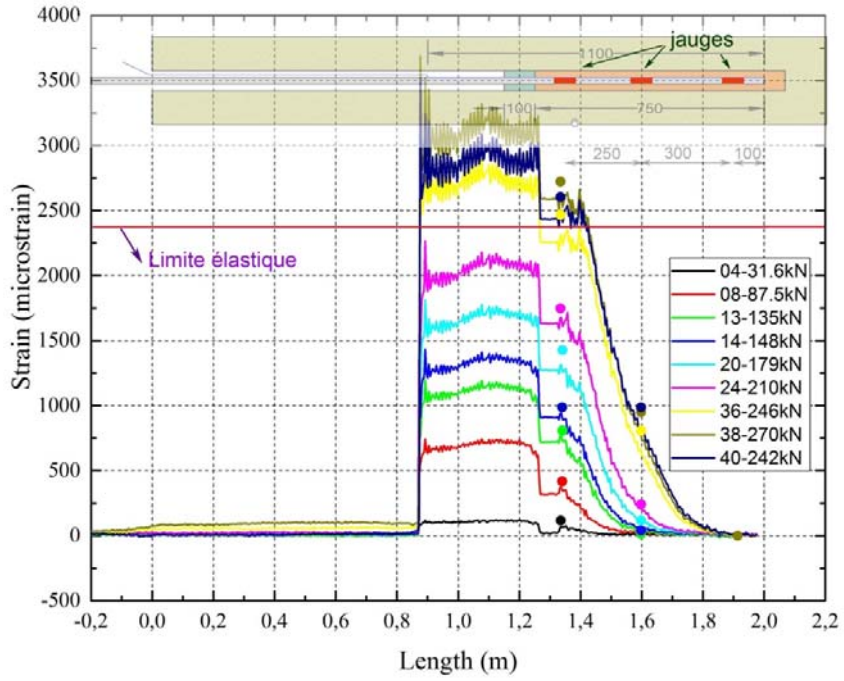


Figure 195 Déformations le long de la barre
pour différents paliers de chargement en tête de la barre (la ligne rouge indique la limite élastique de la barre d'acier)

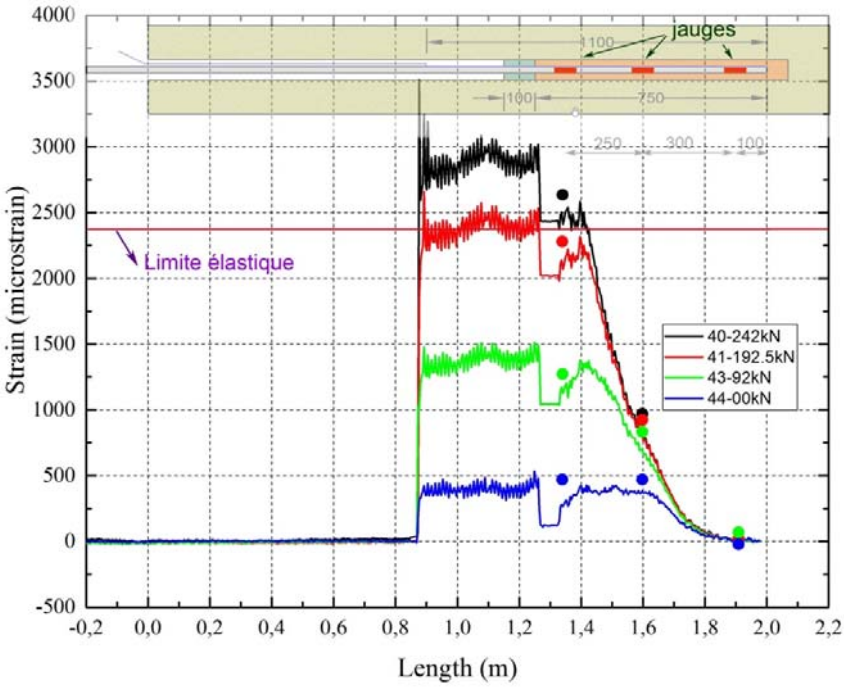


Figure 196 Déformations le long de la barre
pour différents paliers de déchargement de la barre (la ligne rouge indique la limite élastique de la barre d'acier)

De ces figures, on peut tirer les observations suivantes :

- il y a une anomalie dans les mesures de la fibre optique en tête du scellement juste après la position du bouchon. Dans cette zone, les signaux de déformations renvoyées sont très lisses : la fibre optique semble n'avoir pas été correctement collée sur la barre. Et en effet la déformation mesurée par la jauge à cet endroit indique une valeur intermédiaire entre les deux mesures de la fibre optique aux extrémités de la partie non collée.
- en dehors de la zone de scellement, les déformations de la barre semblent être gardées plus ou moins constantes, nulles dans la zone où la fibre n'est pas collée et non nulles avec une valeur qui augmente selon le chargement dans la zone où la fibre est collée. Cela signifie que la configuration théorique de l'ancrage a été préservée lors de la mise en place de la barre équipée.
- sur la Figure 195, quand le chargement appliqué en tête atteint la limite élastique de la barre d'acier, 245kN, entre les mesures n° 24 et n°36, les déformations dans la barre en tête du scellement sont au-delà de la limite élastique de déformation de l'acier.
- sur la longueur scellée (entre 1,25 et 2m), on retrouve la même observation que pour l'essai précédent : une relation exponentielle pour de petits chargements (≤145kN) et puis pour des chargements plus importants, une relation linéaire en tête de scellement.
- quant au déchargement, on peut constater des déformations irréversibles dans la barre d'acier. L'amplitude de ces déformations irréversibles correspond à l'augmentation des déformations au-delà de la limite élastique (mesure n°40, Figure 196), ce qui corrobore la nature plastique de ces déformations.

Traitement des mesures de la fibre optique et comparaison avec le calcul analytique

Les principes du traitement des mesures de la fibre optique et du calcul analytique ont été expliqués pour l'essai 3.1 au paragraphe précédent 3.2.1. On présente ici les résultats obtenus pour l'essai 3.2. La Figure 197 présente le profil des efforts axiaux dans la barre d'acier et des contraintes tangentielles sur la base des mesures de la fibre optique. On peut constater sur la Figure 197b que les contraintes tangentielles s'annulent à une position de 1,35m, qui est différente de la position théorique de 1,25m (tête de scellement). Cela est dû à la partie non collée de la fibre optique. Afin de négliger toutes les incertitudes liées à la réalisation de l'ancrage ou à mise en œuvre de l'essai, on considère la tête du scellement à 1,35m, soit une longueur de scellement effective de 0,65m au lieu de 0,75m. Sur la Figure 198, on peut observer que la contrainte tangentielle maximale et sa position par rapport à la tête du scellement augmentent progressivement avec l'effort axial en tête du scellement.

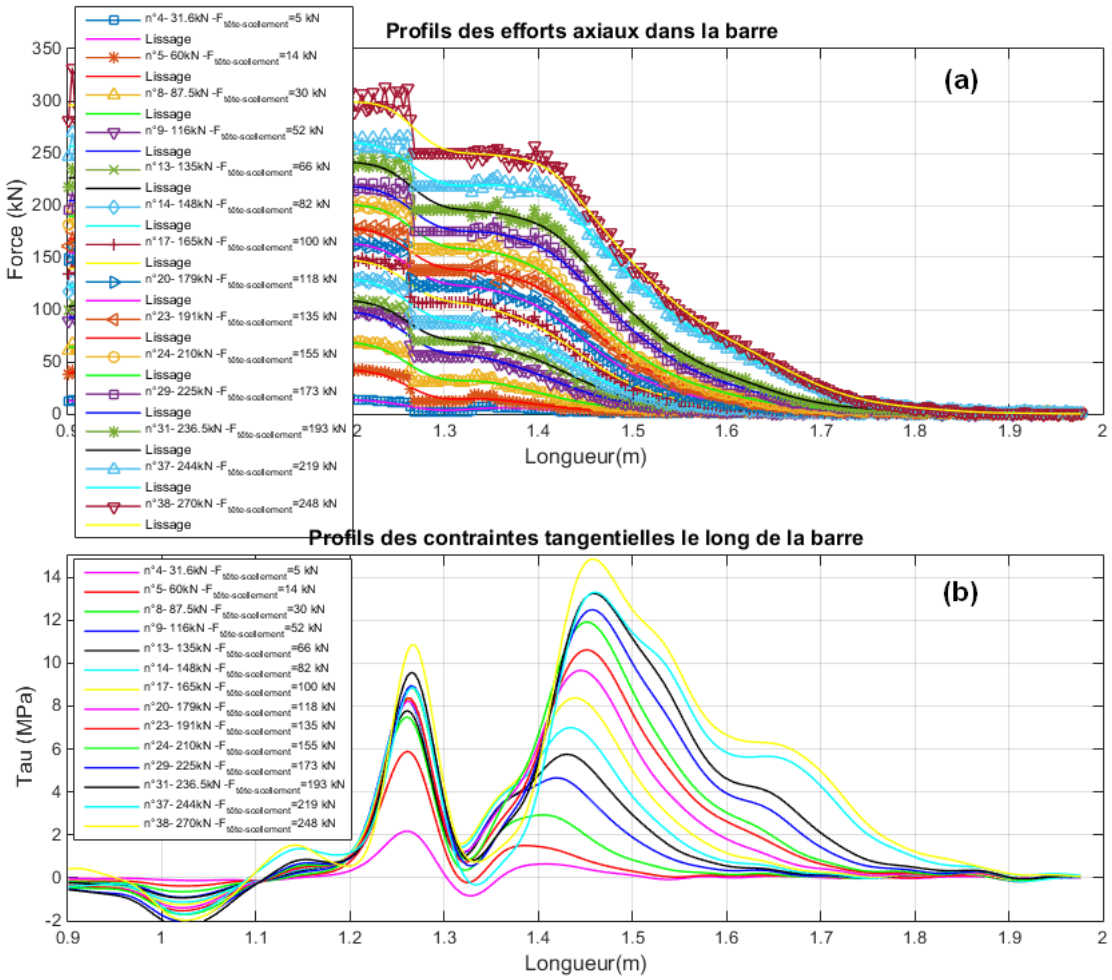


Figure 197 (a) Profils de l'effort axial et (b) de la contrainte tangentielle le long de la barre pour différents paliers de chargement

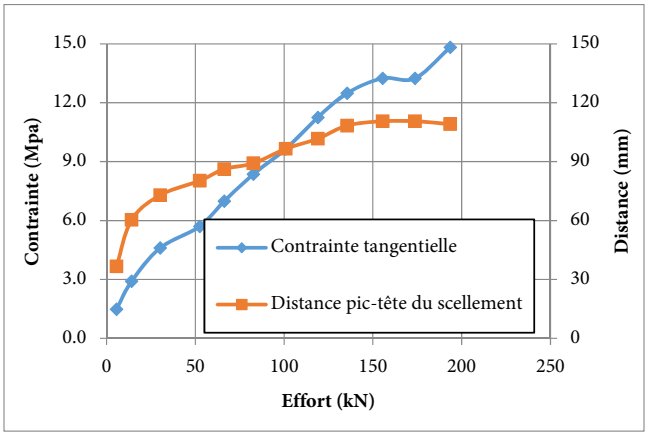


Figure 198 Pic des profils des contraintes tangentielles : valeur et distance par rapport à la tête du scellement pour différents efforts axiaux en tête du scellement

La Figure 199 présente la courbe de comportement force-déplacement en tête du scellement calculée sur base des mesures de la fibre optique ainsi que la courbe de comportement calculée à partir des mesures des capteurs LDT. On peut remarquer une différence entre ces deux courbes vis-à-vis du déplacement correspondant. Par contre, la force appliquée en tête de la barre est transmise correctement en tête du scellement.

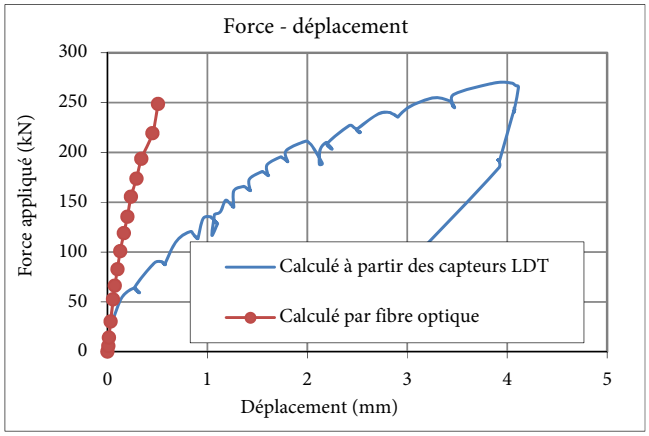
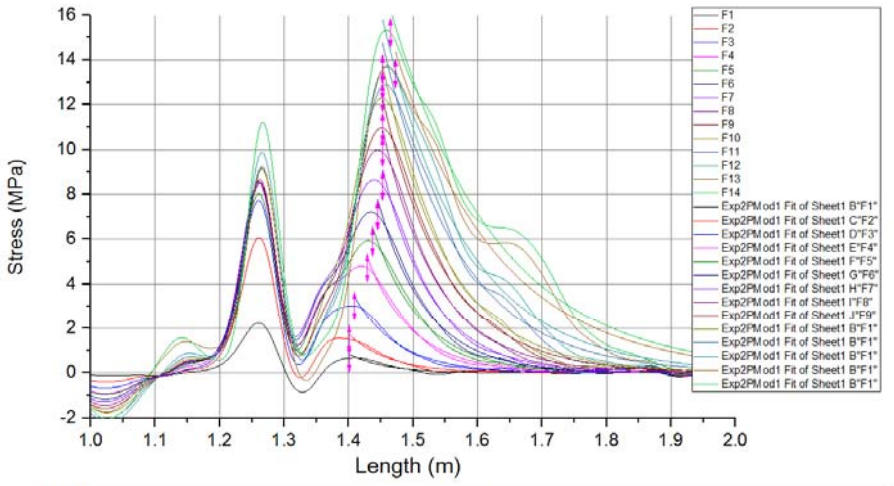


Figure 199 Force appliquée en fonction du déplacement en tête du scellement calculé à partir des capteurs LDT et par fibre optique

Le coefficient α de la décroissance exponentielle des profils des contraintes tangentielles a également été calculé par interpolation des mesures de la fibre optique (Figure 200). Au début de chargement, il vaut 0,206, ce qui est relativement proche de la valeur théorique 0,178. Il diminue fortement à 0,072 au dernier palier de chargement n°38.



Model	Exp2PMod1												
Equati	y = a*exp(b*x)												
Plot	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F11	F12	F13	F14
a	2.9E+1	6.0E+0	2.5E+0	3.2E+0	1.5E+0	1.9E+0	1.4E+0	2.6E+0	3.8E+0	2.9E+0	3.5E+0	1.3E+0	1.6E+0	118821.5
b	-17.3 ±	-15.7 ±	-14.5 ±	-14.2 ±	-13.4 ±	-13.4 ±	-13.0 ±	-11.7 ±	-10.3 ±	-10.0 ±	-8.52 ±	-7.79 ±	-6.34 ±	-6.1 ± 0.1
Reduc	0.0030	0.0054	0.0123	0.0159	0.0252	0.0248	0.0194	0.0298	0.0577	0.0756	0.178	0.298	0.510	0.6
R-Squ	0.907	0.960	0.979	0.988	0.989	0.993	0.996	0.996	0.994	0.994	0.988	0.984	0.968	1.0
Adj. R	0.907	0.960	0.979	0.988	0.989	0.992	0.996	0.996	0.994	0.994	0.988	0.984	0.968	1.0

Figure 200 Détermination du coefficient α à partir des contraintes de cisaillement dans les parties barre-scellement collées

3.2.3. Essai 6.1 – Diamètre de forage 76mm ($d_b = 25\text{mm}; d_g = 76\ mm$)

Résultats des mesures de la fibre optique

La Figure 201 présente l'évolution des déformations axiales de la fibre optique au cours du chargement lors de l'essai 6.1. Sur la longueur de 1,1m où la fibre est collée à la barre, ces déformations représentent celles de la barre d'acier. Sur la longueur où la fibre n'est pas collée à la barre, ces déformations sont nulles au début du chargement (mesures n°4,6 et 8). Après un glissement du châssis sur la paroi (mesure n°11), ces déformations ne sont plus égales à zéro. Lors du mouvement du châssis, la fibre optique a manifestement été coincée et a ensuite été écrasée au niveau du centreur disposé à 10cm par rapport à la tête du forage si bien que les mesures par fibre optique n'ont pu être faites au-delà du chargement à 147,7kN.

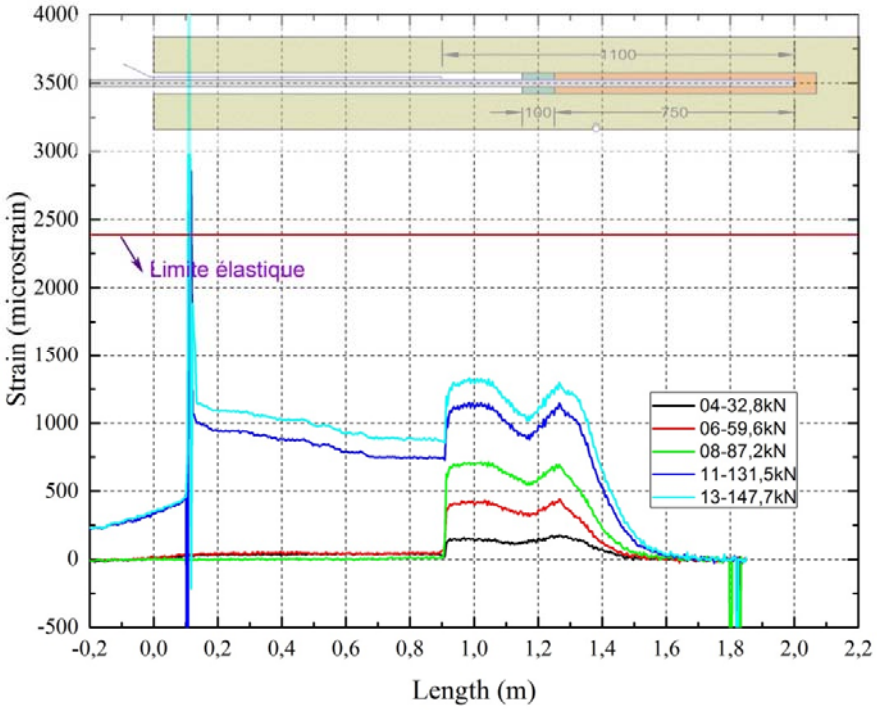


Figure 201 Déformations le long de la barre pour différents paliers de chargement en tête de la barre (la ligne rouge indique la limite élastique de la barre d'acier)

De cette figure, on peut cependant en déduire les observations suivantes :

- à l'endroit du bouchon, il y a une diminution des déformations par rapport à la valeur de la déformation maximale en tête du scellement qui est égale au palier en amont du bouchon. Cela peut s'expliquer soit par un rôle particulier du bouchon, soit par un phénomène de flexion, la fibre optique étant positionnée en intrados (Figure 190).
- sur la longueur de scellement, les profils des déformations présentent tous une décroissance exponentielle, le niveau de sollicitation étant faible avant la rupture de la fibre optique.

Traitement des mesures de la fibre optique et comparaison avec le calcul analytique

Les principes du traitement des mesures de la fibre optique et du calcul analytique ont été expliqués pour l'essai 3.1 au paragraphe précédent 3.2.1. On présente ici les résultats obtenus pour l'essai 6.1 (Figure 202, Figure 203, Figure 204). La Figure 202 présente le profil des efforts axiaux dans la barre d'acier et des contraintes tangentielles sur la base des mesures de la fibre optique. La Figure 203 présente la valeur de pic des profils de contraintes tangentielles et sa position par rapport à la tête du scellement. On peut observer que dans le cas d'un faible chargement, la contrainte tangentielle maximale augmente linéairement avec l'effort axial en tête du scellement, et que sa position reste inchangée. La Figure 204 présente la courbe de comportement force-déplacement en tête du scellement calculée sur la base des mesures de la fibre optique ainsi que la courbe de comportement calculée à partir des mesures des capteurs LDT.

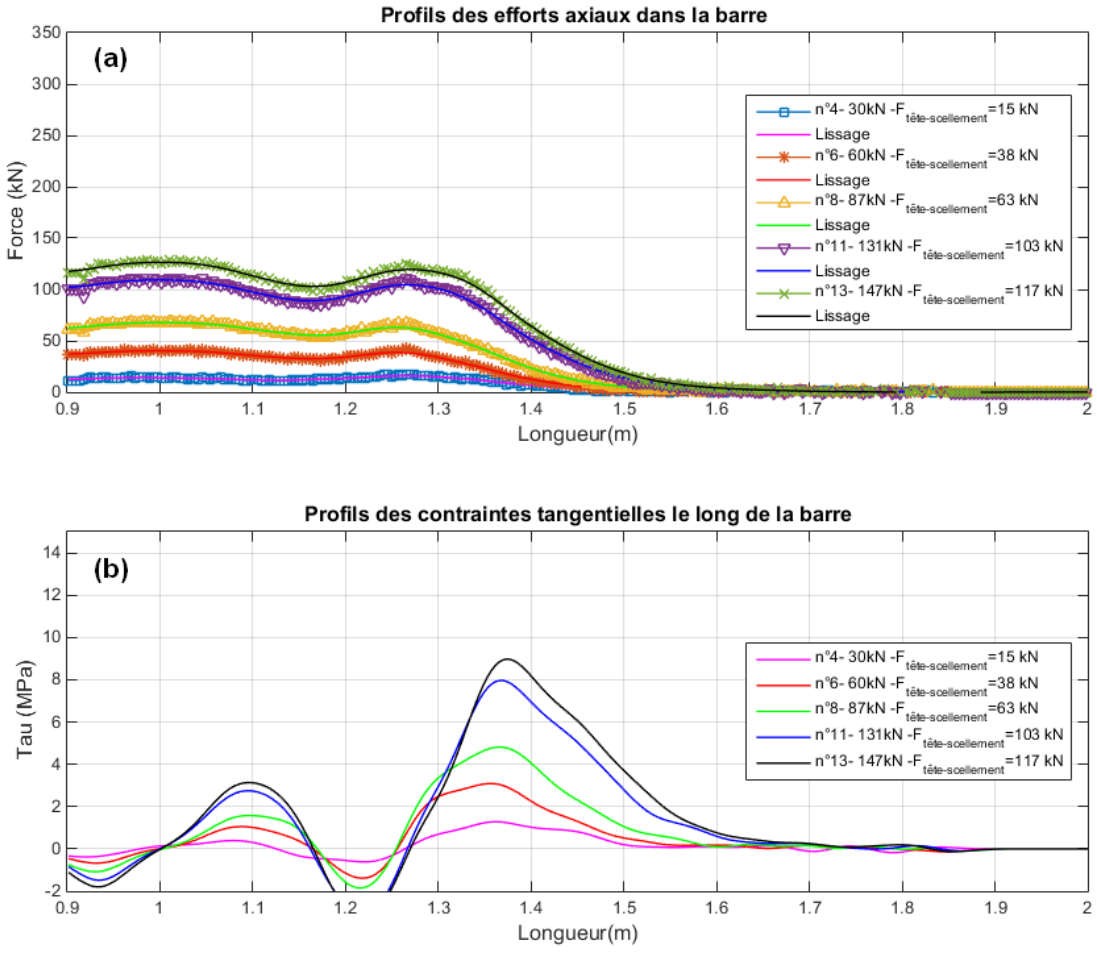


Figure 202 (a) Profils de l'effort axial et (b) de la contrainte tangentielle le long de la barre pour différents paliers de chargement

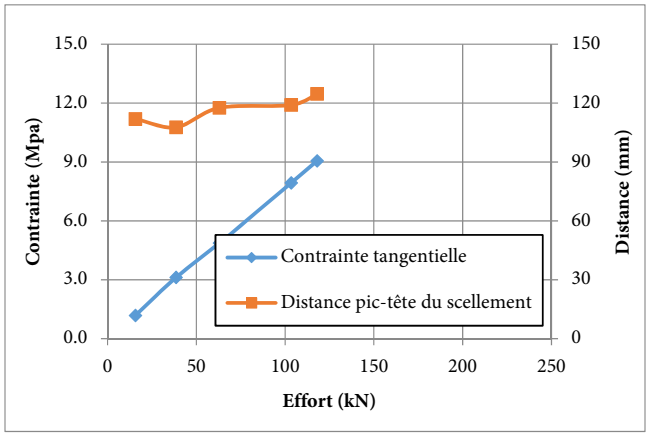


Figure 203 Pic des profils des contraintes tangentielles : valeur et distance par rapport à la tête du scellement pour différents efforts axiaux en tête du scellement

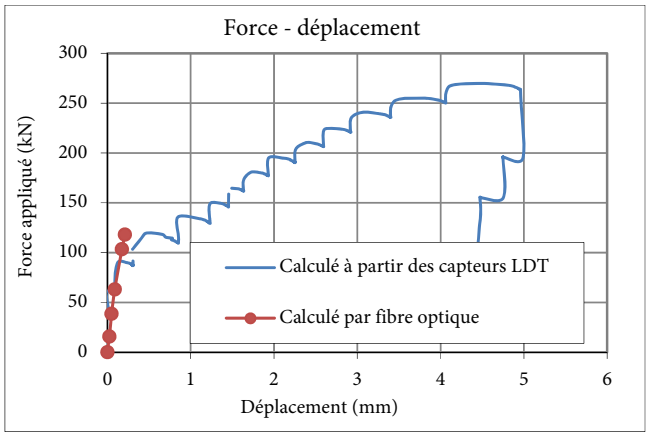
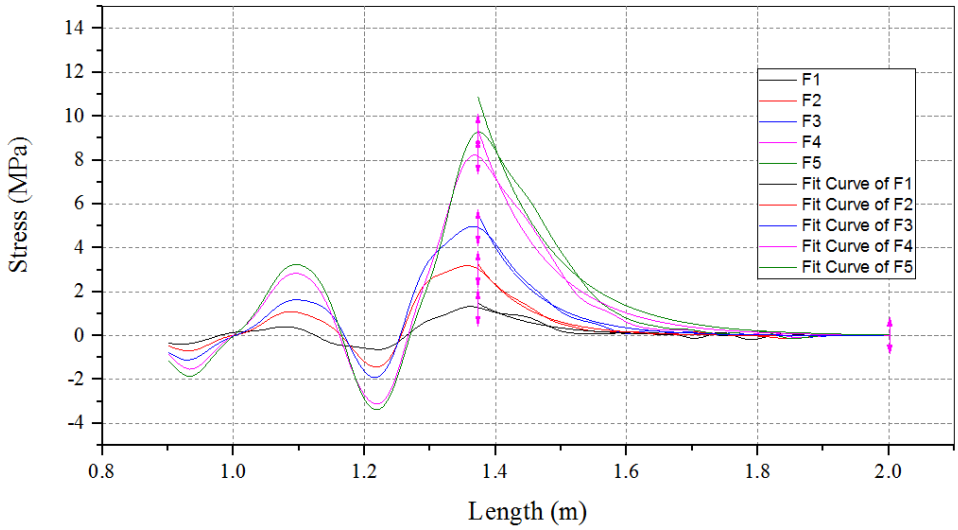


Figure 204 Courbes de comportement en tête du scellement obtenues expérimentalement et analytiquement

Le coefficient α de la décroissance exponentielle des profils de contraintes tangentielles a également été calculé par interpolation des mesures de la fibre optique (Figure 205). Il diminue de 0,157 au début de chargement, ce qui est relativement proche de sa valeur théorique de 0,168 à 0 ,118 quand l'effort axial en tête de scellement égal à 117kN.



Model	Exp2PMod1				
Equation	y = a*exp(b*x)				
Plot	F1	F2	F3	F4	F5
a	1.0E+07 ± 6.4E+06	2.1E+08 ± 5.6E+07	9.9E+07 ± 2.3E+07	6.4E+06 ± 1.7E+06	3.3E+06 ± 8.8E+05
b	-11 ± 0.45	-13 ± 0.19	-12 ± 0.16	-9.8 ± 0.19	-9.2 ± 0.19
Reduced Chi-Sqr	0.0096	0.0058	0.015	0.11	0.17
R-Square(COD)	0.93	0.99	0.99	0.98	0.98
Adj. R-Square	0.93	0.99	0.99	0.98	0.98

Figure 205 Détermination du coefficient α
à partir des contraintes de cisaillement dans les parties barre-scellement collées

3.2.4. Essai 7.1 – Diamètre de forage 90mm ($d_b = 25mm; d_g = 90mm$)

Résultats des mesures de la fibre optique

La Figure 206 présente l'évolution des déformations axiales le long de la fibre optique pour l'essai 7.1. Sur la longueur de 1,1m où la fibre est collée à la barre, ces déformations représentent celles de la barre d'acier. En dehors de cette longueur, la fibre non collée a de nouveau été coincée et puis écrasée au niveau du centreur en tête du forage comme pour l'essai 6.1. Les mesures par fibre optique n'ont pu être menées au-delà du chargement à 131,5kN.

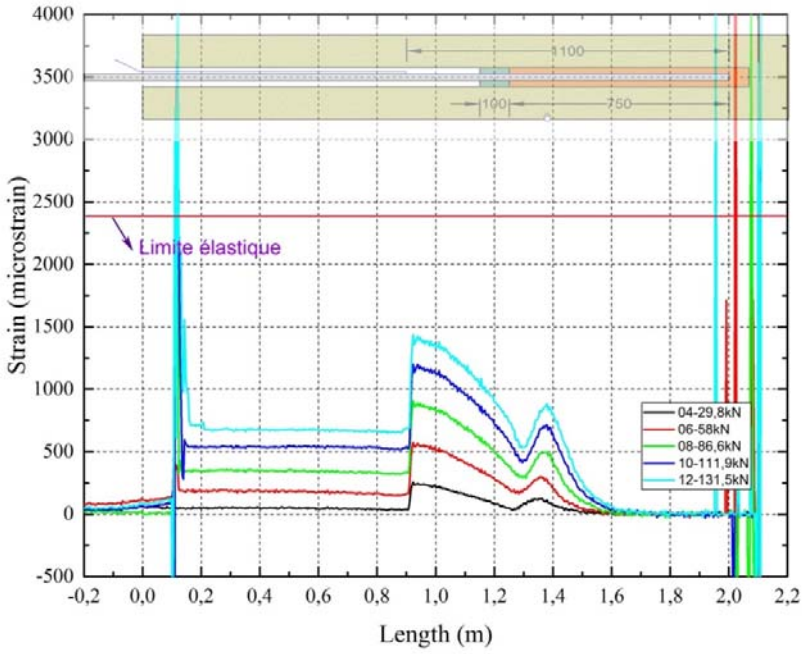


Figure 206 Déformations le long de la barre pour différents paliers de chargement en tête de la barre (la ligne rouge indique la limite élastique de la barre d'acier)

De la figure 177, on peut tirer les observations suivantes :

- en dehors de la zone théorique de scellement au niveau et en amont du bouchon, les déformations présentent une allure en creux qui augmente avec le chargement. Ceci est probablement dû à un effet de flexion, la fibre optique étant positionnée en intrados (Figure 190). Il est également possible qu'un peu de scellement se soit positionné au-delà du bouchon lors de l'injection.
- après un chargement de 131,5kN, la fibre optique a été cassée.
- sur la longueur de scellement entre 1,38m et 2,0m, on observe un profil de déformations selon une relation exponentielle, le niveau de sollicitation étant faible avant la rupture de la fibre optique.

Traitement des mesures de la fibre optique et comparaison avec le calcul analytique

Les principes du traitement des mesures de la fibre optique et du calcul analytique ont été expliqués pour l'essai 3.1 au paragraphe précédent 3.2.1. On présente ici les résultats obtenus pour l'essai 7.1. Les résultats sont présentés sur les Figure 207, Figure 208 et Figure 209. Pour cet essai, nous avons considéré la position effective de la tête de scellement à 1,35m au lieu de 1,25m suite aux remarques ci-dessus.

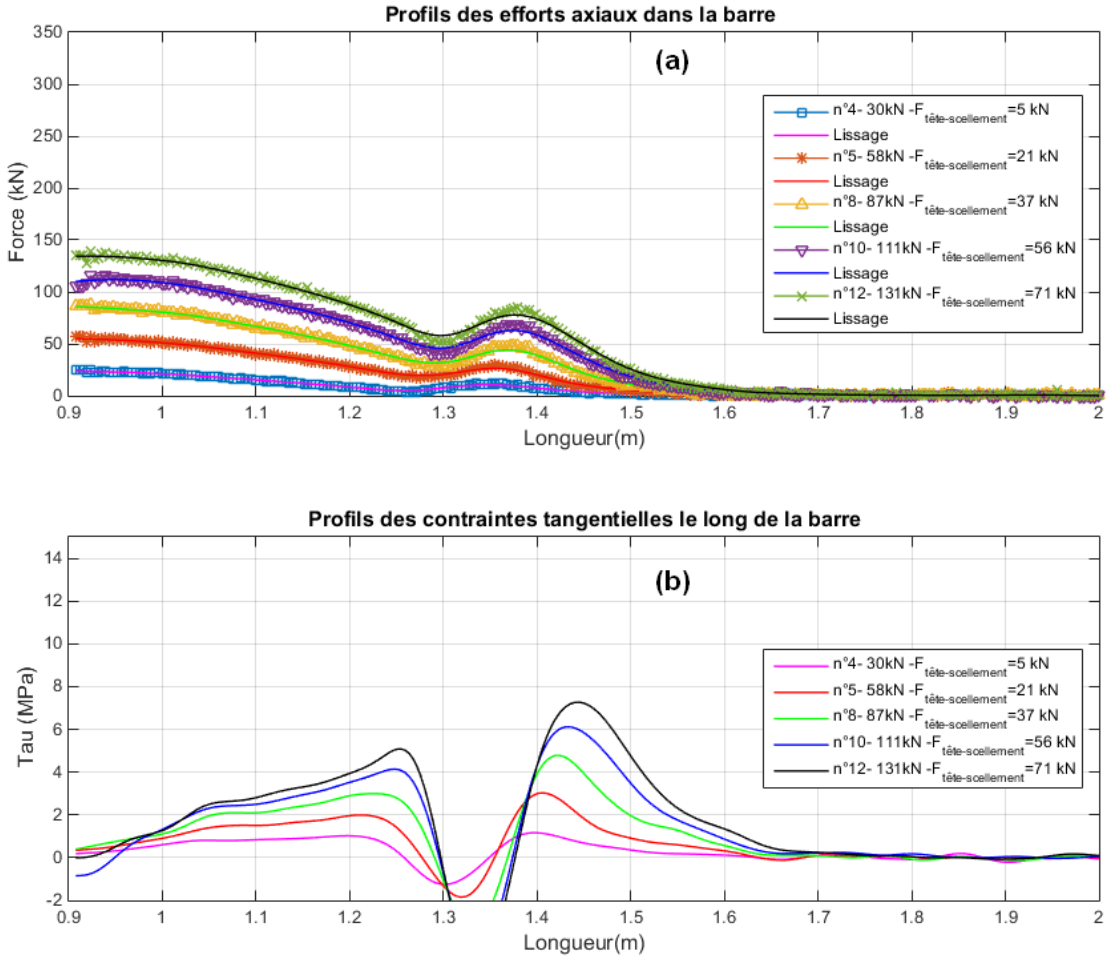


Figure 207 (a) Profils de l'effort axial et (b) de la contrainte tangentielle le long de la barre pour différents paliers de chargement

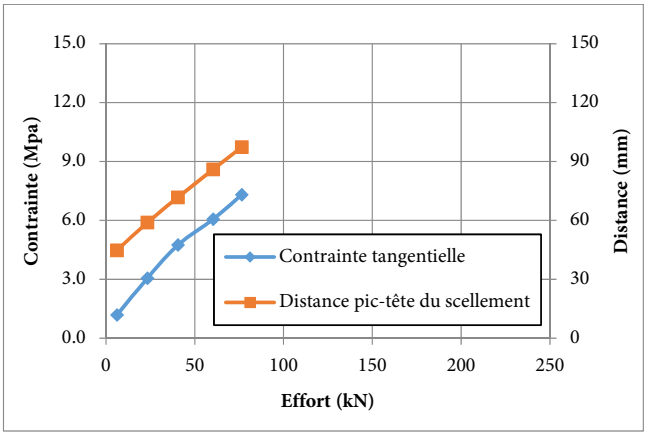


Figure 208 Pic des profils des contraintes tangentielles : valeur et distance par rapport à la tête du scellement pour différents efforts axiaux en tête du scellement

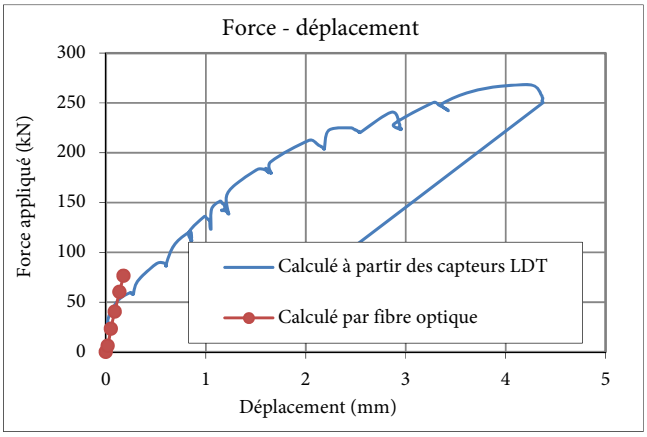
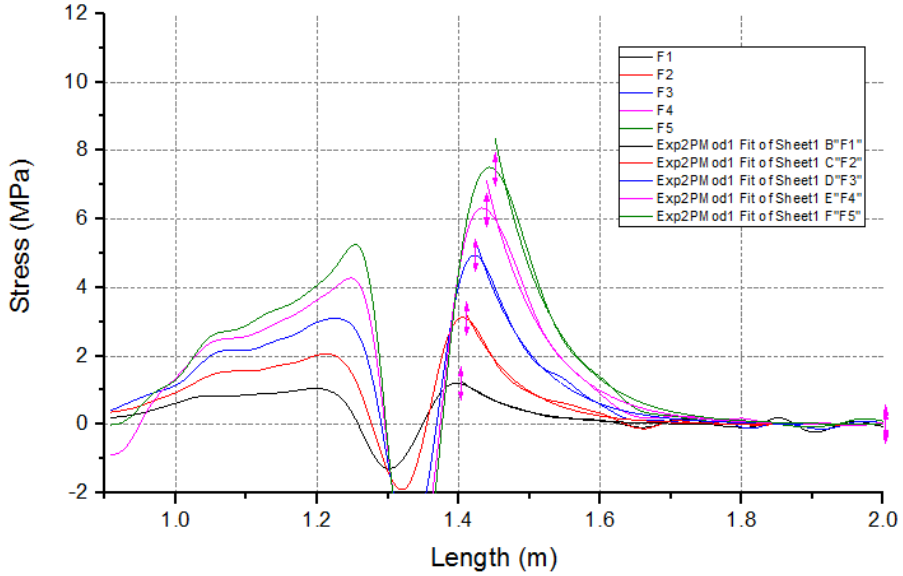


Figure 209 Force appliquée en fonction du déplacement en tête du scellement calculé à partir des capteurs LDT et par fibre optique

La détermination du coefficient α est illustrée sur la Figure 210. Le coefficient α moyen est égal à 0,156, ce qui est très proche de sa valeur théorique de 0,161, étant donné que le niveau de chargement est faible.



Model	Exp2PMod1				
Equation	y = a*exp(b*x)				
Plot	F1	F2	F3	F4	F5
a	9.15137E7 ± 7.24609E7	6.48102E8 ± 2.05828E8	2.5974E8 ± 6.09059E7	3.37178E8 ± 8.43389E7	5.39654E8 ± 1.25023E8
b	-12.89144 ± 0.54959	-13.54677 ± 0.21951	-12.42438 ± 0.16037	-12.27995 ± 0.16916	-12.39006 ± 0.15545
Reduced Chi-Sqr	0.00749	0.00663	0.01293	0.02556	0.02913
R-Square(COD)	0.91822	0.98742	0.99206	0.99093	0.99264
Adj. R-Square	0.91767	0.98734	0.992	0.99087	0.99259

Figure 210 Détermination du coefficient α
à partir des contraintes de cisaillement dans les parties barre-scellement collées

3.2.5. Essai 10.1 - Longueur de scellement 50 cm ($d_b = 25m; d_g = 64mm$)

Résultats des mesures de la fibre optique

Les Figure 211 et Figure 212 présentent les déformations axiales le long de la fibre optique au cours des paliers de chargement et de déchargement. Notons que dans ce cas, la fibre est collée sur la barre sur une longueur de 600mm : les déformations sur cette longueur représentent donc celles de la barre d'acier. En dehors de cette zone, les déformations dans la fibre doivent être théoriquement nulles. Pourtant ce n'est pas le cas : la fibre a visiblement été une nouvelle fois coincée au niveau du centreur en tête du forage. Néanmoins, elle n'a pas été cassée car ses déformations sont revenues à zéro après le déchargement (Figure 212).

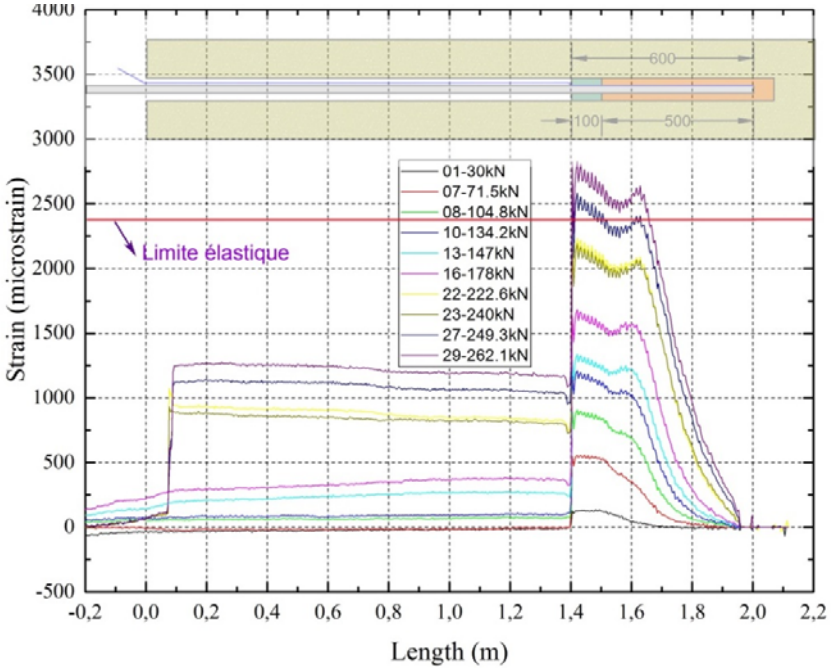


Figure 211 Déformations le long de la barre pour différents paliers de chargement en tête de la barre (la ligne rouge indique la limite élastique de la barre d'acier)

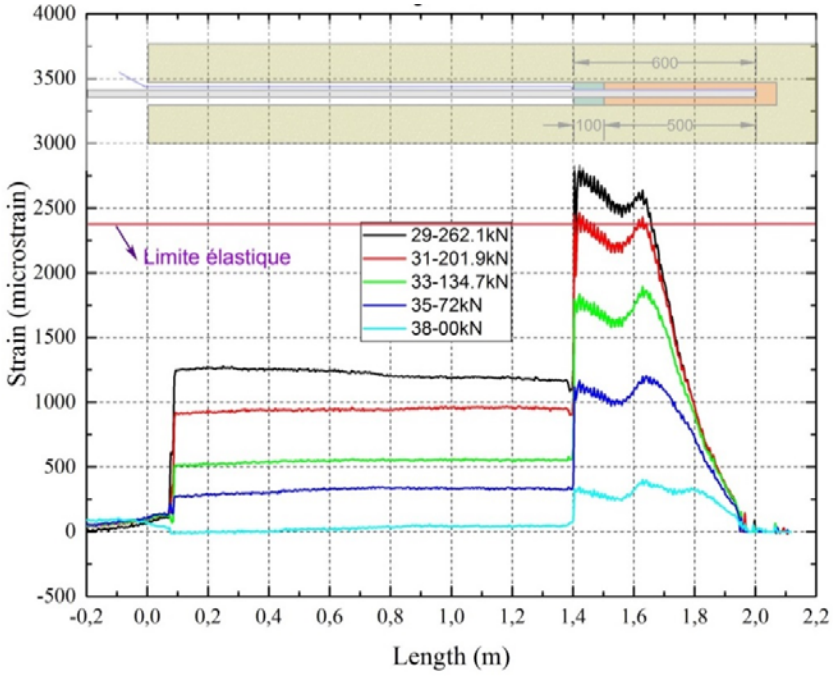


Figure 212 Déformations le long de la barre pour différents paliers de déchargement en tête de la barre (la ligne rouge indique la limite élastique de la barre d'acier)

De ces figures, on peut en déduire les observations suivantes :

- entre 1,6m et 2,0m, le profil des déformations a une forme exponentielle pour de petits chargements (≤147kN) qui devient de plus en plus linéaire en tête quand la force appliquée augmente.
- entre 1,5m et 1,6m, le scellement a initialement contribué à reprendre des efforts (mesures n°1 à 13). Il s'est ensuite cassé et n'a plus contribué à la reprise des efforts car les déformations de la barre dans cette zone forment un palier (à partir de la mesure n°16).
- entre la tête du scellement et 1,6m, le profil des déformations forme un creux qui s'accentue quand la force appliquée augmente. Cette forme est probablement due à un effet de flexion, la fibre étant collée en intrados, comme expliqué sur la Figure 190.
- après le déchargement total, on note des déformations irréversibles dans la barre d'acier à la fois en tête du scellement où des déformations ont été enregistrées au-delà de la limite élastique lors des paliers de chargement, et plus en profondeur dans la partie scellée. Les premières s'expliquent par des déformations plastiques alors que pour les secondes, la barre a dû rester entravée et ne peut pas revenir à sa position initiale.

Traitement des mesures de la fibre optique et comparaison avec le calcul analytique

Les principes du traitement des mesures de la fibre optique et du calcul analytique ont été expliqués pour l'essai 3.1 au paragraphe précédent 3.2.1. On présente ici les résultats obtenus

pour l'essai 10.1. Les résultats sont présentés sur les Figure 213, Figure 214 et Figure 215. Sur la Figure 214, on peut noter qu'avant le palier de chargement n°18 (effort axial en tête du scellement de 165kN), la contrainte tangentielle augmente linéairement avec l'effort axial en tête du scellement. Après le chargement de 165kN en tête du scellement, la contrainte tangentielle maximale à l'interface barre-scellement varie peu. Il semble que dans ce cas, la résistance au cisaillement de l'interface barre-scellement est entre 12MPa et 14MPa.

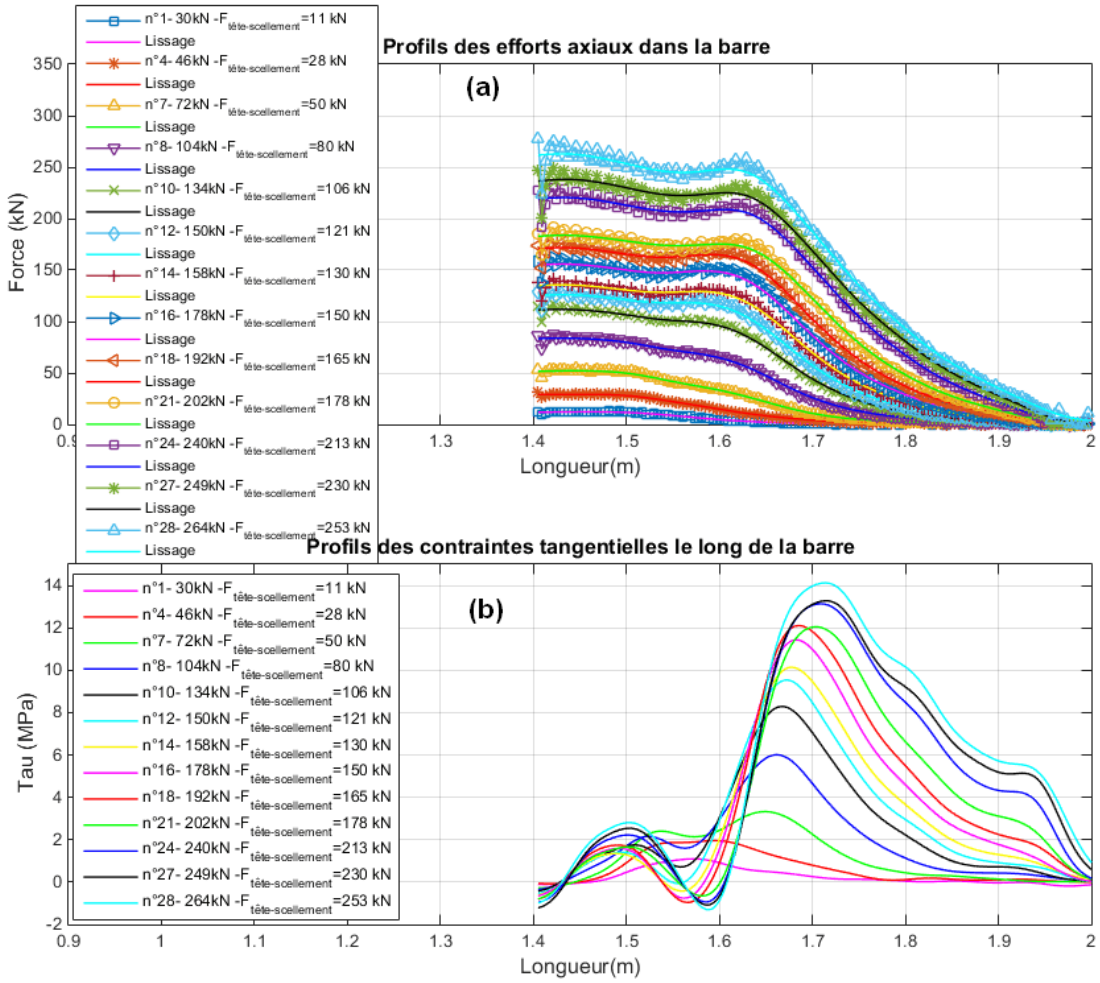


Figure 213 (a) Profils de l'effort axial et (b) de la contrainte tangentielle le long de la barre pour différents paliers de chargement

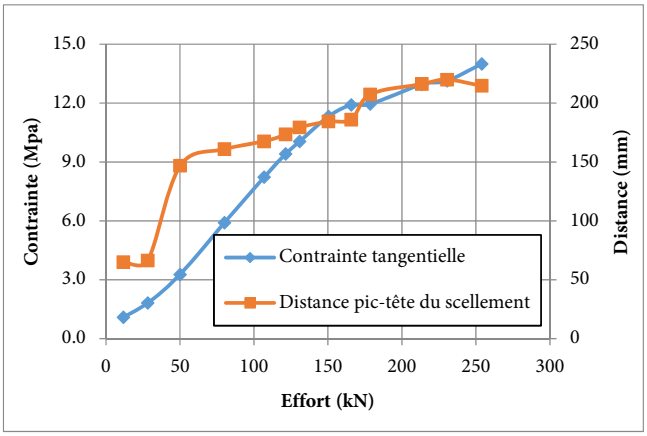


Figure 214 Pic des profils des contraintes tangentielles : valeur et distance par rapport à la tête du scellement pour différents efforts axiaux en tête du scellement

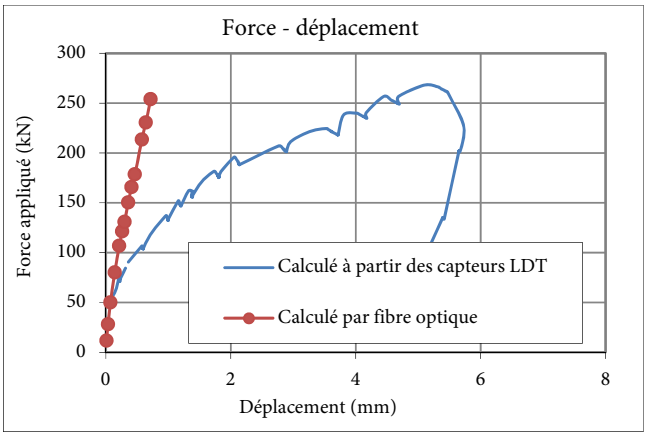
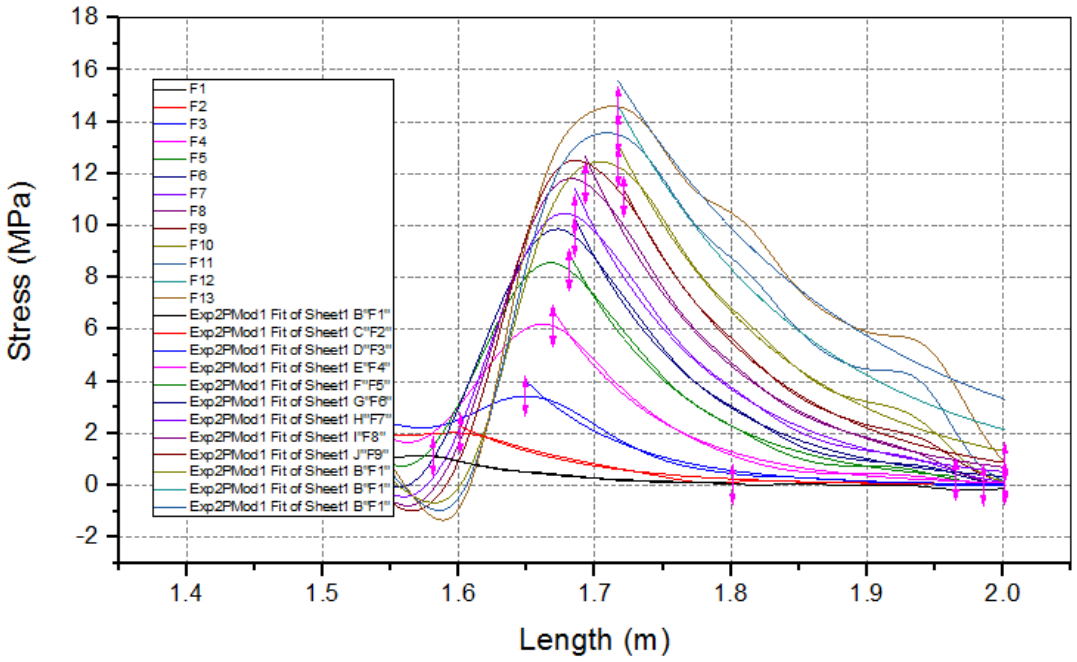


Figure 215 Force appliquée en fonction du déplacement en tête du scellement calculé à partir des capteurs LDT et par fibre optique

La détermination du coefficient α est illustrée sur la Figure 216. Nous avons ainsi obtenu des valeurs de α entre 0,148 au début de chargement, valeur légèrement plus petite que celle donnée par la théorie (0,178), et 0,066 au dernier palier de chargement. Cela peut être expliqué par la déformabilité du scellement qui augmente avec un endommagement progressif en tête.



Mod	Exp2PMod1											
Equa	y = a*exp(b*x)											
Plot	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F11	F13
a	2.9579 E8 ± 8	1.5512 1E8 ±	7.7155 2E9 ±	9.2585 8E9 ±	2.0651 7E9 ±	8.1577 5E8 ±	1.6911 7E8 ±	1.1414 1E8 ±	8.627 E7 ± 1	1.5028 1E7 ±	1.6394 E6 ± 5	180868. 21126 ±
b	-12.24	-11.26	-12.96	-12.60	-11.45	-10.79	-9.798	-9.458	-9.201	-8.124	-6.7714	-5.4506
Red	6.7635	0.0079	0.0183	0.0203	0.0319	0.0352	0.0624	0.0886	0.060	0.1881	0.4988	0.53502
R-Sq	0.9931	0.9782	0.9839	0.9935	0.9945	0.9954	0.9934	0.9925	0.993	0.9845	0.9652	0.96179
Adj.	0.9929	0.9780	0.9837	0.9935	0.9944	0.9953	0.9933	0.9924	0.993	0.9843	0.9647	0.96125

Figure 216 Détermination du coefficient α
à partir des contraintes de cisaillement dans les parties barre-scellement collées

3.2.6. Essai 11.1-Longueur de scellement 100 cm ($d_b = 25mm; d_g = 64mm$)

Résultats des mesures de la fibre optique

La Figure 217 présente l'évolution des déformations axiales le long de la fibre optique au cours du chargement pour l'essai 11.1. Notons que dans ce cas, la fibre a été collée à la barre sur une longueur de 1600mm : les déformations sur cette longueur représentent donc celles de la barre d'acier. Il est constaté que la fibre a une nouvelle fois été coincée et a ensuite été écrasée au niveau du centreur en tête de l'ancrage : il n'y a plus eu de mesures de fibre optique au-delà du palier à 101.4kN.

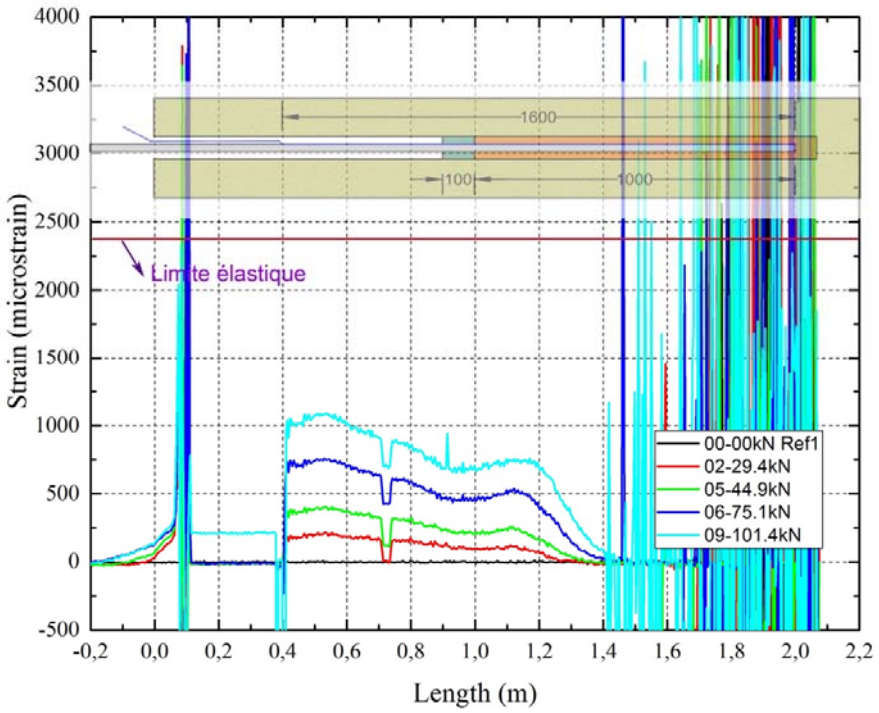


Figure 217 Déformations le long de la barre pour différents paliers de chargement en tête de la barre (la ligne rouge indique la limite élastique de la barre d'acier)

De cette figure, on peut en déduire les observations suivantes :

- entre 1,45m et 2,0m, il y de fortes fluctuations des mesures de la fibre optique. Mais d'après l'allure des mesures en amont de ces points, nous pouvons supposer que les déformations dans cette zone sont quasi nulles.
- entre 1,2m et 1,45m, il y a une mobilisation progressive des déformations selon une décroissance exponentielle.
- en amont de 1,2m, la fibre collée présente un palier avec un léger creux au niveau de la tête de scellement. Cette forme est probablement due à une légère flexion parasite, la fibre étant collée en intrados, comme expliqué sur la Figure 190.
- aux alentours de la position 0,72m, il y une chute des déformations sur une portion de 0,2m qui indique que la fibre n'est pas bien collée sur cette faible longueur.

Traitement des mesures de la fibre optique

Les principes du traitement des mesures de la fibre optique et du calcul analytique ont été expliqués pour l'essai 3.1 au paragraphe précédent 3.2.1. On présente ici les résultats obtenus pour l'essai 11.1. Les résultats sont présentés sur les Figure 218 et Figure 220. Pour cet essai, d'après les remarques précédentes, nous avons considéré la position effective de la tête de scellement à 1,1m au lieu de 1,0m.

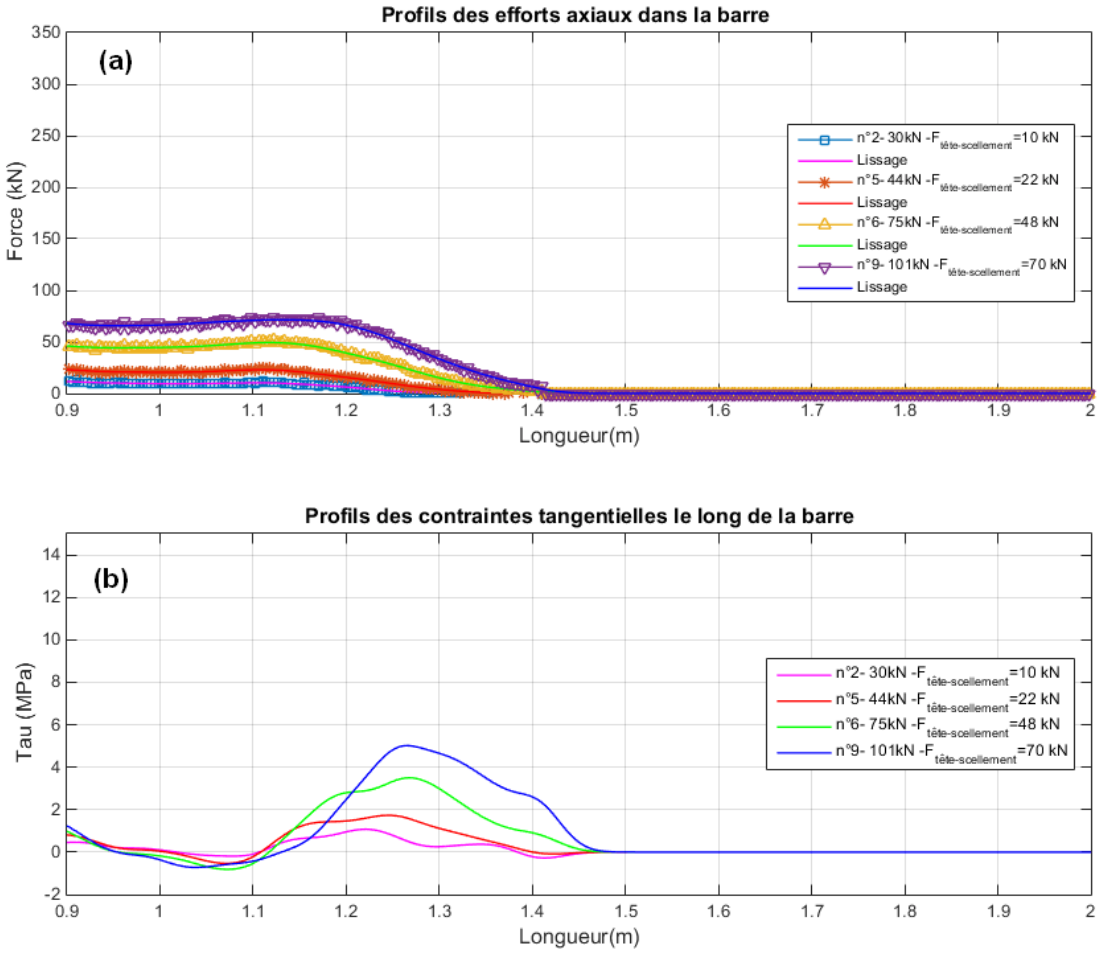


Figure 218 (a) Profils de l'effort axial et (b) de la contrainte tangentielle le long de la barre pour différents paliers de chargement

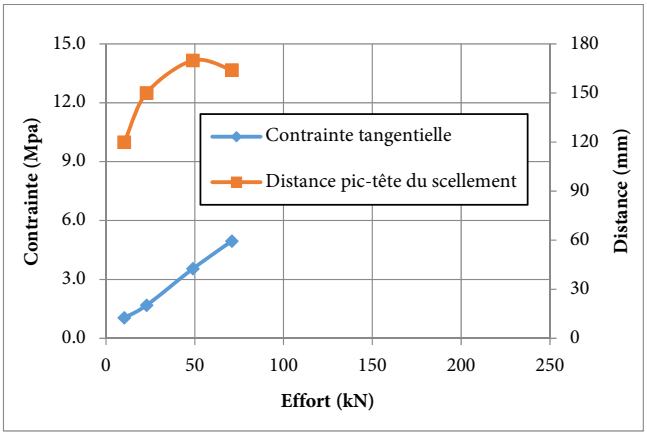


Figure 219 Pic des profils des contraintes tangentielles : valeur et distance par rapport à la tête du scellement pour différents efforts axiaux en tête du scellement

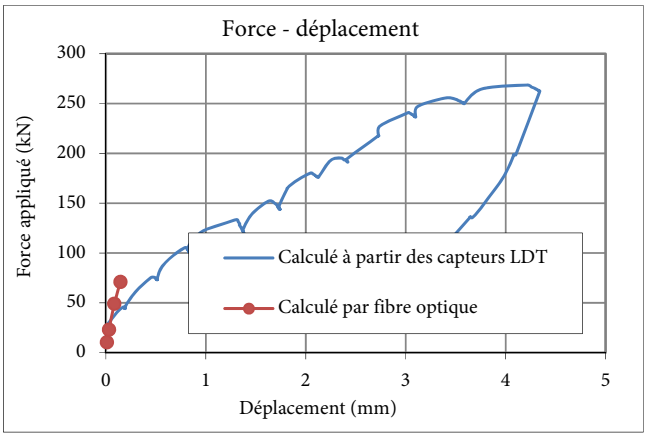


Figure 220 Force appliquée en fonction du déplacement en tête du scellement calculé à partir des capteurs LDT et par fibre optique

3.2.7. Essai 12.1- Barre de diamètre 28mm ($d_b = 28mm; d_g = 76mm$)

Résultats des mesures de la fibre optique

La Figure 221 présente l'évolution des déformations axiales de la fibre optique au cours du chargement pour l'essai 12 .1. Sur la longueur de 1,1m où la fibre est collée à la barre, ces déformations représentent les déformations de la barre d'acier. Le châssis a glissé sur la paroi au chargement de 296,6kN si bien qu'il n'a pas été possible de mesurer les déformations de la barre d'acier au-delà de ce chargement.

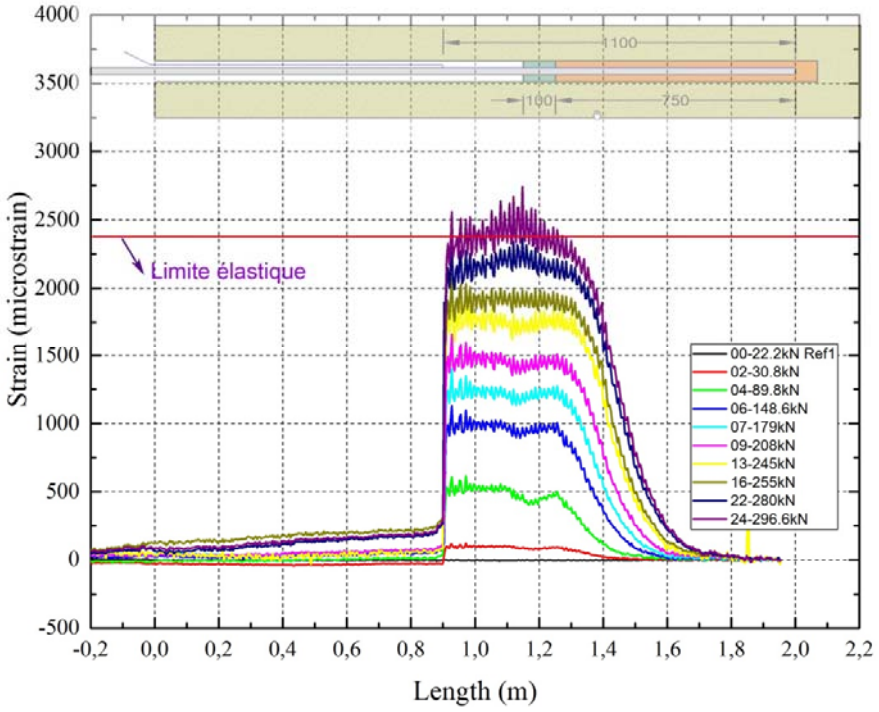


Figure 221 Déformations le long de la barre pour différents paliers de chargement en tête de la barre (la ligne rouge indique la limite élastique de la barre d'acier)

De cette figure, on peut en tirer les observations suivantes :

- Dans la zone de scellement entre 1,25 et 2,0m, le profil des déformations présente une décroissance exponentielle.
- Dans la zone non scellée, les déformations présentent un palier à zéro dans la zone où la fibre n'est pas collée et un palier dont la valeur augmente avec le chargement, dans la zone où la fibre est collée.
- Quand la force appliquée en tête atteint la limite élastique (mesure n°24), il n'y a pas de déformations plastiques. De plus, d'après l'observation précédente, les déformations présentent un palier en amont du bouchon. On peut conclure pour cet essai qu'il n'y a pas de flexion parasite : la barre est bien sollicitée dans l'axe.

Traitement des mesures de la fibre optique et comparaison avec le calcul analytique

Les principes du traitement des mesures de la fibre optique et du calcul analytique ont été expliqués pour l'essai 3.1 au paragraphe précédent 3.2.1. On présente ici les résultats obtenus pour l'essai 12.1. Les résultats sont présentés sur les Figure 222, Figure 223 et Figure 224. Sur la Figure 223, on peut noter qu'avant le palier de chargement n°12 (effort axial en tête du scellement de 216kN), la contrainte tangentielle augmente linéairement avec l'effort axial en tête du scellement. Après le chargement de 216kN en tête du scellement, la contrainte tangentielle maximale à l'interface barre-scellement varie peu et se trouve aux alentours de 13MPa. De plus le pic se déplace vers le fond du forage de manière proportionnelle à l'effort axial en tête du scellement.

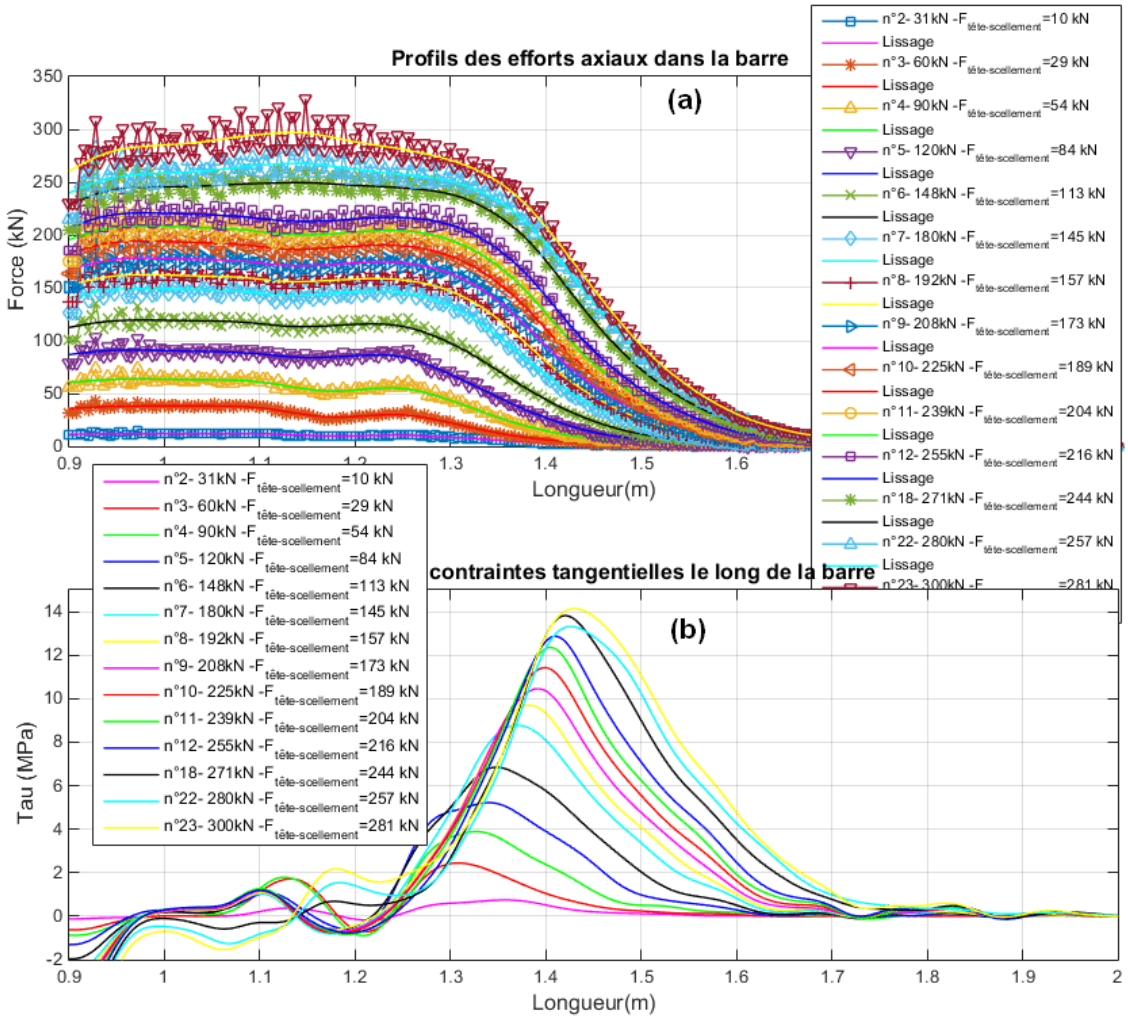


Figure 222 (a) Profils de l'effort axial et (b) de la contrainte tangentielle le long de la barre pour différents paliers de chargement

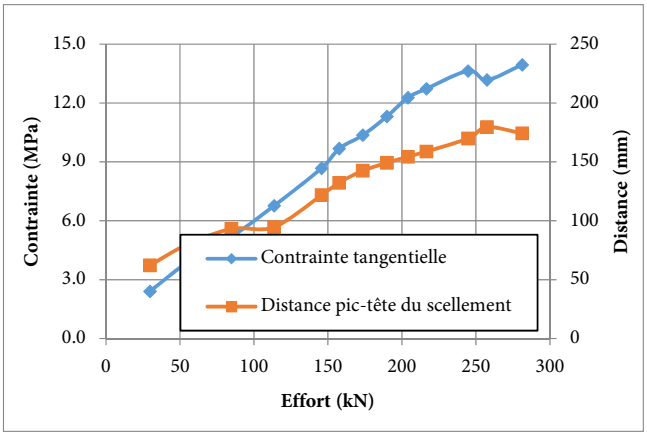


Figure 223 Pic des profils des contraintes tangentielles : valeur et distance par rapport à la tête du scellement pour différents efforts axiaux en tête du scellement

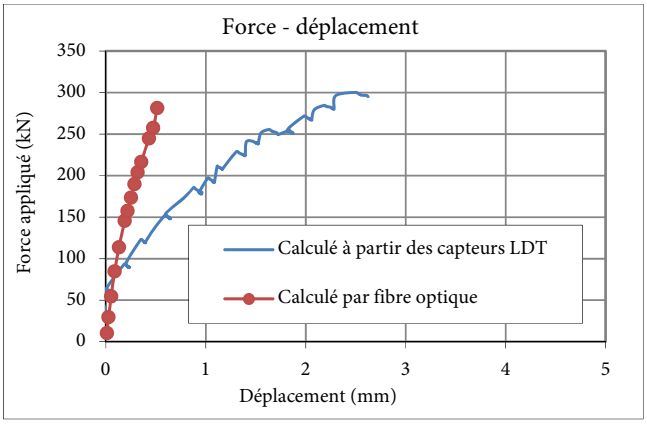
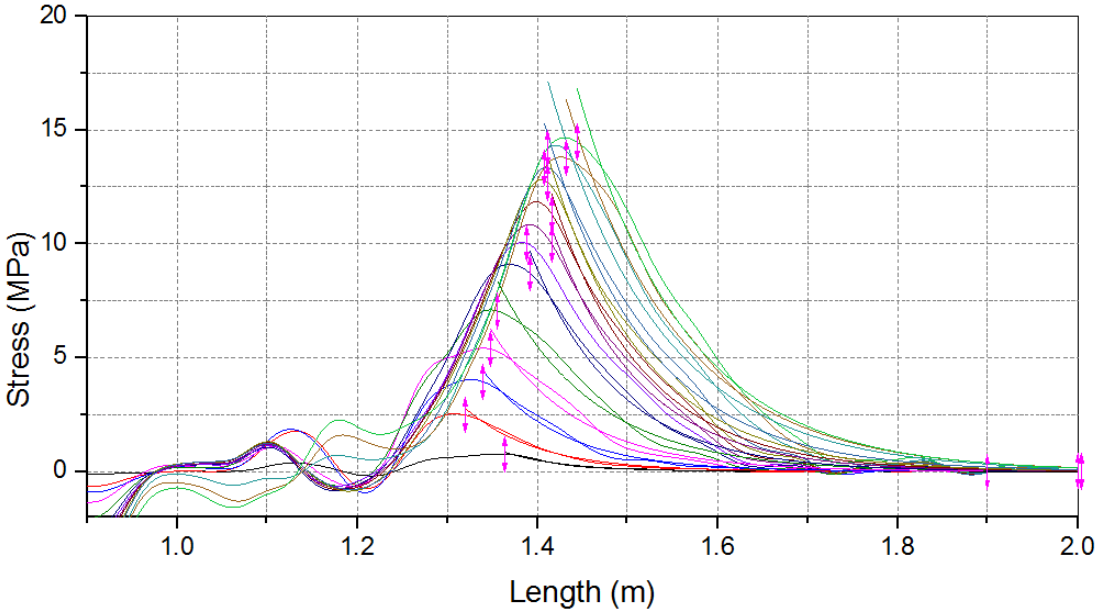


Figure 224 Force appliquée en fonction du déplacement en tête du scellement calculé à partir des capteurs LDT et par fibre optique

Le coefficient α de la décroissance exponentielle des profils de contraintes tangentielles a également été calculé par interpolation des mesures de la fibre optique (Figure 225). Au début du chargement, il vaut 0,175, ce qui est très proche de la valeur théorique 0,174. Il diminue fortement à 0,113 au dernier palier de chargement.



Model	Exp2PMod1													
Equatio	y = a*exp(b*x)													
Plot	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F11	F12	F13	F14
a	6.13E+08 ± 1.90E	3.51E+07 ± 7.17E	2.50E+07 ± 6.58E	7.05E+06 ± 1.98E	3.18E+06 ± 8990	1.83E+07 ± 4.12E	-- ± --	2.49E+07 ± 5.83E	1.66E+07 ± 3.71E	1.01E+07 ± 2.18E	4.34E+06 ± 9712	1.72E+06 ± 4072	1.72E+06 ± 4175	2.96E+06 ± 7322
b	-14.96 ± 0.22	-12.39 ± 0.15	-11.60 ± 0.19	-10.34 ± 0.20	-9.48 ± 0.20	-10.38 ± 0.16	-- ± --	-10.35 ± 0.16	-9.97 ± 0.15	-9.56 ± 0.15	-8.92 ± 0.15	-8.16 ± 0.16	-8.08 ± 0.16	-8.36 ± 0.16
Reduce	0.00	0.00	0.01	0.05	0.11	0.07	0.00	0.09	0.11	0.16	0.25	0.45	0.43	0.42
R-Squar	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.99	0.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98
Adj. R-S	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.99	-0.0	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98

Figure 225 Détermination du coefficient α
à partir des contraintes de cisaillement dans les parties barre-scellement collées

3.2.8. Essai 13.1- Barre de diamètres 32mm ($d_b = 32\text{mm}; d_g = 76mm$)

Résultats des mesures de la fibre optique

L'évolution des déformations axiales dans la fibre optique au cours du chargement de l'essai 13.1 est représentée sur la Figure 226. Sur la longueur où la fibre est collée sur la barre (1,1m), les déformations dans la fibre correspondent à celles de la barre. En amont de cette zone, on peut noter que les déformations dans la fibre indiquent qu'elle est pincée à différents endroits.

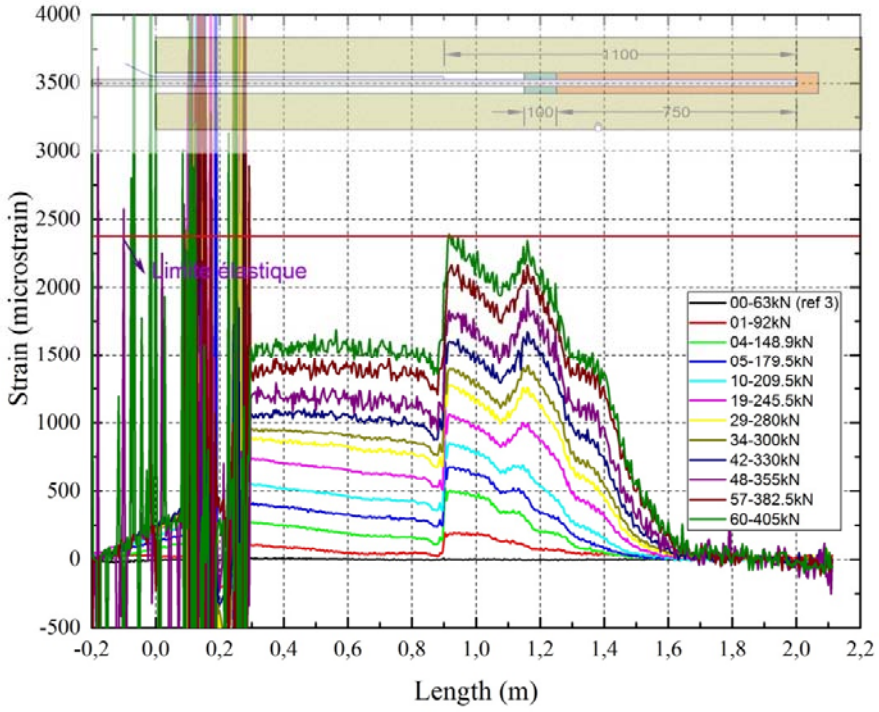


Figure 226 Déformation le long de la barre pour différents paliers de chargement en tête de la barre (la ligne rouge indique la limite élastique de la barre d'acier)

De cette figure, on peut en tirer les observations suivantes :

- Entre 1,25m et 2,0m (sur la longueur de scellement), le profil des déformations présente une décroissance exponentielle en fond du forage et une forme linéaire en tête de scellement.
- Entre 1,10m et 1,25m, le profil des déformations forme un creux. Cette forme est probablement due à une flexion parasite, la fibre étant collée en intrados, comme expliqué sur la Figure 190.

Traitement des mesures de la fibre optique

Les principes du traitement des mesures de la fibre optique et du calcul analytique ont été expliqués pour l'essai 3.1 au paragraphe précédent 3.2.1. On présente ici les résultats obtenus pour l'essai 13.1. Les résultats sont présentés sur les Figure 227 et Figure 228.

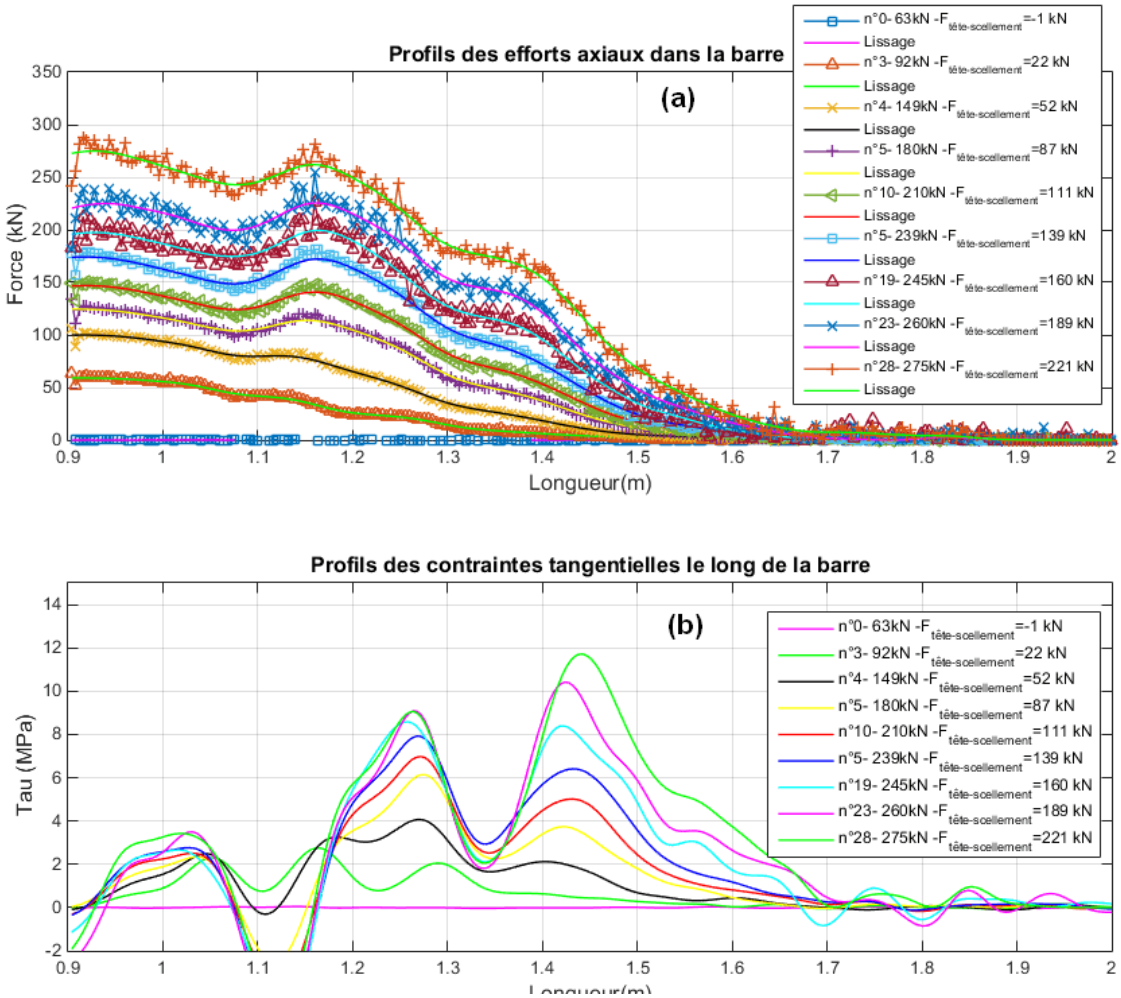


Figure 227 (a) Profils de l'effort axial et (b) de la contrainte tangentielle le long de la barre pour différents paliers de chargement

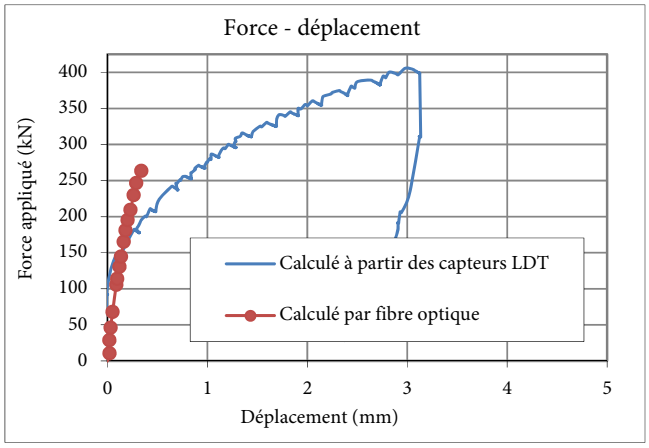


Figure 228 Force appliquée en fonction du déplacement en tête du scellement calculé à partir des capteurs LDT et par fibre optique

3.2.9. Essai 14.1–Barre de diamètre 32mm ($d_b = 32\text{mm}; d_g = 90mm$)

Résultats des mesures de la fibre optique

L'évolution des déformations axiales dans la fibre au cours de l'essai 14.1 est présentée sur les Figure 229 et Figure 230. Sur la longueur où la fibre est collée à la barre, ces déformations représentent celles de la barre. En dehors de cette zone, les déformations sont nulles car la fibre est libre.

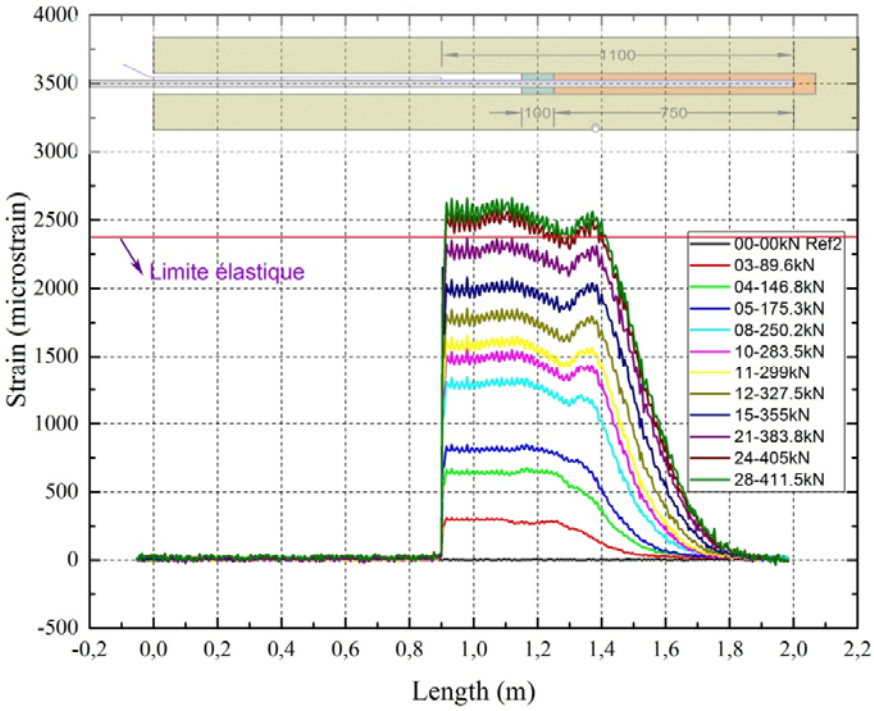


Figure 229 Profils de déformation le long de la barre pour différents paliers de chargement

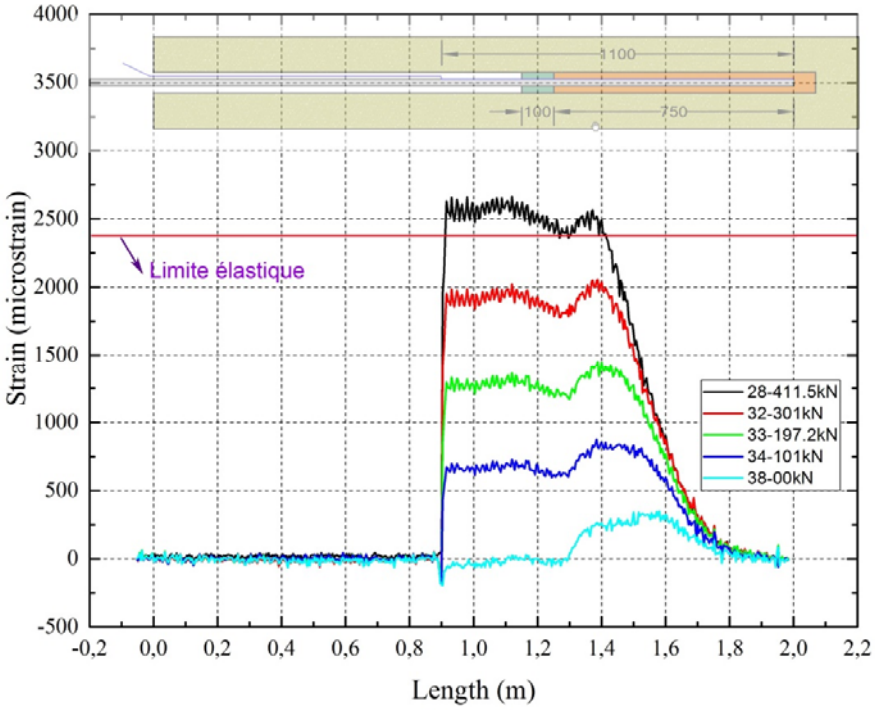


Figure 230 Profils de déformation le long de la barre
pour différents paliers de déchargement

De ces figures, on peut établir les constatations suivantes :

- En dehors de la longueur de scellement, les déformations sont nulles quand la fibre n'est pas collée à la barre. Dans la zone où elle est collée à la barre sans scellement, elles présentent une valeur quasi constante qui augmente avec le chargement. En tête du scellement, au-delà du chargement de 175,3kN, le profil des déformations présente un creux : cette forme est probablement due à une légère flexion parasite, la fibre étant collée en intrados, comme expliqué sur la Figure 190.
- Quand le déchargement total est effectué (Figure 230), on observe des déformations irréversibles dans la partie scellée : la barre est entravée et n'a pu revenir à sa position initiale.

Traitement des mesures de la fibre optique et comparaison avec le calcul analytique

Les principes du traitement des mesures de la fibre optique et du calcul analytique ont été expliqués pour l'essai 3.1 au paragraphe précédent 3.2.1. On présente ici les résultats obtenus pour l'essai 14.1. Les résultats sont représentés sur les Figure 231, Figure 232 et Figure 233.

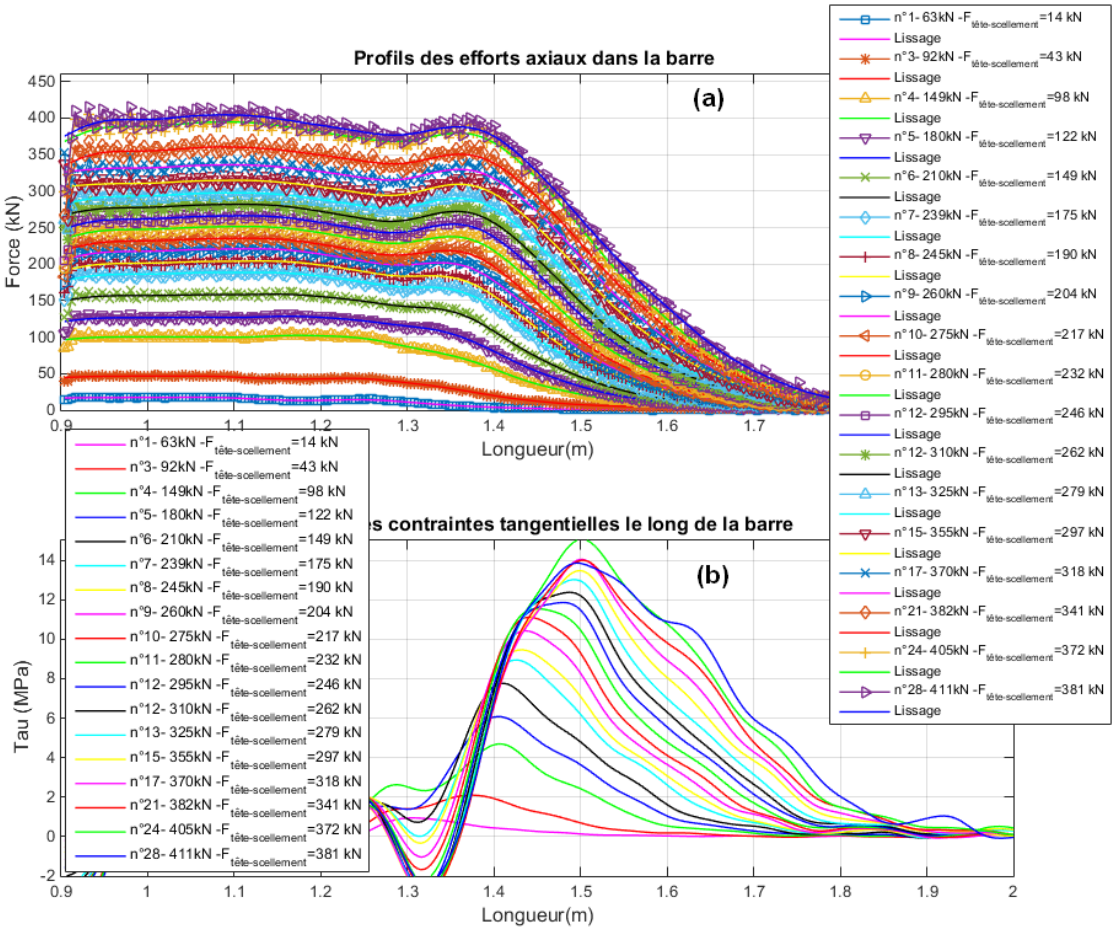


Figure 231 (a) Profils de l'effort axial et (b) de la contrainte tangentielle le long de la barre pour différents paliers de chargement

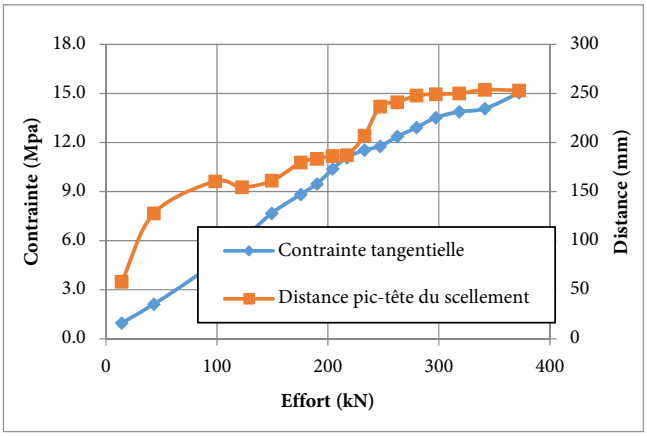


Figure 232 Pic des profils des contraintes tangentielles : valeur et distance par rapport à la tête du scellement pour différents efforts axiaux en tête du scellement

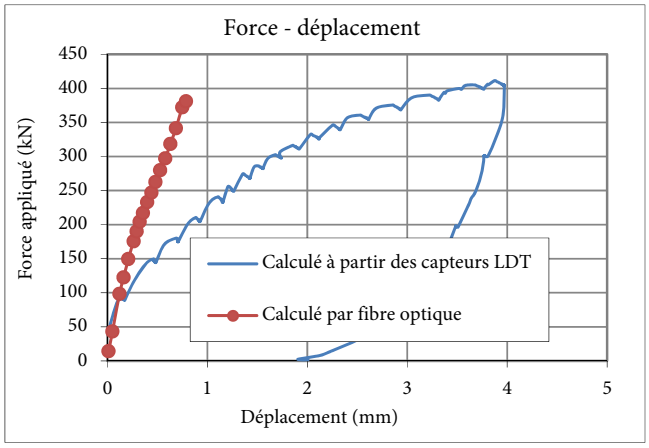
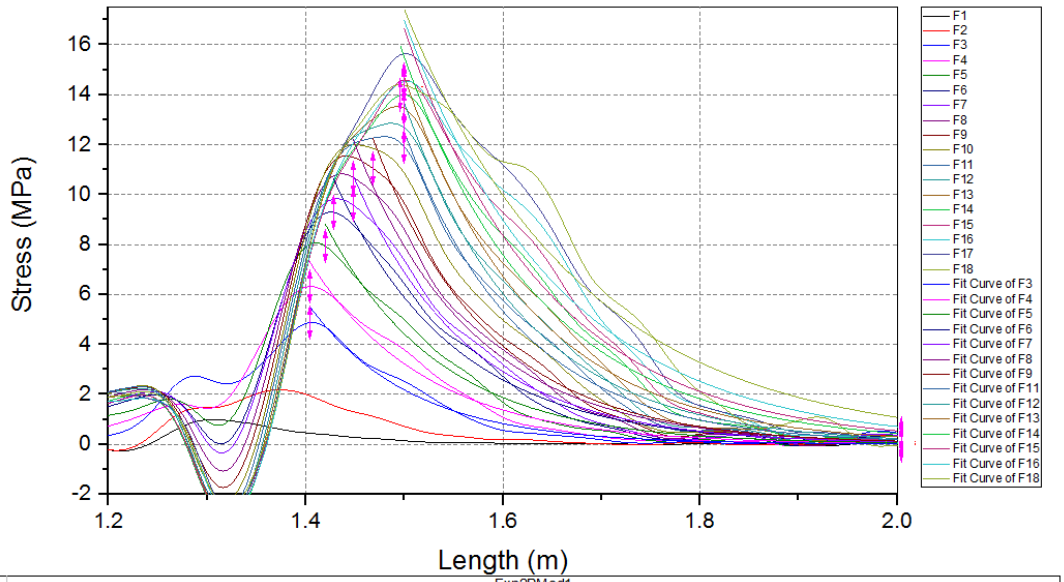


Figure 233 Force appliquée en fonction du déplacement en tête du scellement calculé à partir des capteurs LDT et par fibre optique

Le coefficient α de la décroissance exponentielle des profils des contraintes tangentielles a également été calculé par interpolation des mesures de la fibre optique (Figure 234). Au début du chargement, il vaut 0,150, ce qui est légèrement inférieur à à la valeur théorique (0,172). Il diminue fortement à 0,086 au dernier palier de chargement.



Model	Exp2PMod1													
Equation	y = a*exp(b*x)													
Plot	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F11	F12	F13	F14	F15	F16	F18
a	4.53731E6 ± 1.30362	1.18092E6 ± 291547.9	1.80094E6 ± 399847.7	1.4027E6 ± 291761.29	2.77058E6 ± 560723.7	2.05044E6 ± 407266.2	3.8133E6 ± 675527.36	4.45749E6 ± 844871.8	2.94484E6 ± 566038.7	1.8125E6 ± 365752.90	704174.15 ± 343	508439.4 ± 1510	237348.01 ± 0099	74110.906 ± 906
b	-9.70021 ±	-8.54138 ±	-8.61119 ±	-8.25478 ±	-8.60309 ±	-8.30859 ±	-8.61473 ±	-8.52212 ±	-8.18671 ±	-7.81437 ±	-7.14875 ±	-6.88498	-6.36373 ±	-5.57066 ±
Reduced	0.04227	0.07885	0.0884	0.12654	0.10591	0.1447	0.10197	0.11947	0.16407	0.23806	0.40601	0.5776	0.93402	1.67338
R-Squar	0.97712	0.97785	0.98289	0.98373	0.98652	0.98607	0.9902	0.98925	0.98785	0.98504	0.97909	0.97314	0.95952	0.93382
Adj. R-S	0.97696	0.9777	0.98278	0.98362	0.98642	0.98597	0.99012	0.98917	0.98775	0.98492	0.97892	0.97293	0.95919	0.93329

Figure 234 Détermination du coefficient α à partir des contraintes de cisaillement dans les parties barre-scellement collées

3.2.10.Essai 17.1–Coulis de ciment 32,5 MPa ($d_b = 25\text{mm}; d_g = 64mm$)

Résultats des mesures de la fibre optique

Dans cet essai, le coulis utilisé a une classe de résistance inférieure à la classe de celui utilisé pour les autres essais. Les profils de déformation axiale dans la fibre sont présentés sur la Figure 235. La fibre s'est cassée à la jonction entre la partie collée et la partie libre au chargement à 209kN : il n'y a plus de mesure de fibre optique au-delà de ce chargement.

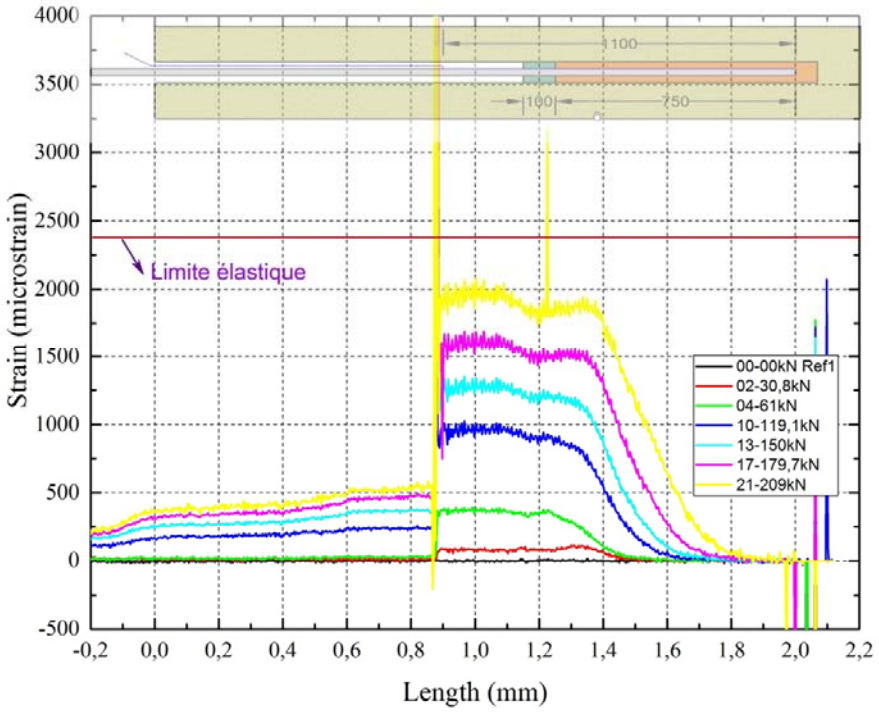


Figure 235 Profils de déformations le long de la barre
pour différents paliers de chargement

De cette figure, on peut en tirer les constatations suivantes :

- Sur la longueur de scellement, le profil des déformations présente une décroissance exponentielle sur une grande partie de sa longueur en début de chargement (avant palier n°10) et sur une longueur réduite, complétée par une relation linéaire en tête du scellement, pour des chargements plus importants.
- Sur la longueur non scellée, les déformations dans la barre présentent une valeur constante nulle sur la partie non collée et une valeur constante non nulle sur la partie collée. Le profil des déformations présente même un léger creux au niveau du bouchon : cette forme est probablement due à une légère flexion parasite, la fibre étant collée en intrados, comme expliqué sur la Figure 190.

Traitement des mesures de la fibre optique

Les principes du traitement des mesures de la fibre optique et du calcul analytique ont été expliqués pour l'essai 3.1 au paragraphe précédent 3.2.1. On présente ici les résultats obtenus

pour l'essai 17.1. Les résultats sont représentés sur les Figure 236, Figure 236 et Figure 238. Sur la Figure 236, on peut constater qu'avant le palier de chargement n°13 (effort axial en tête du scellement de 115kN), la contrainte tangentielle augmente linéairement avec l'effort axial en tête du scellement. Après le chargement de 115kN en tête du scellement, la contrainte tangentielle maximale à l'interface barre-scellement n'augmente plus et se stabilise aux alentours de 7MPa. Dans ce cas, la résistance au cisaillement de l'interface barre-scellement semble donc être d'environ 7MPa.

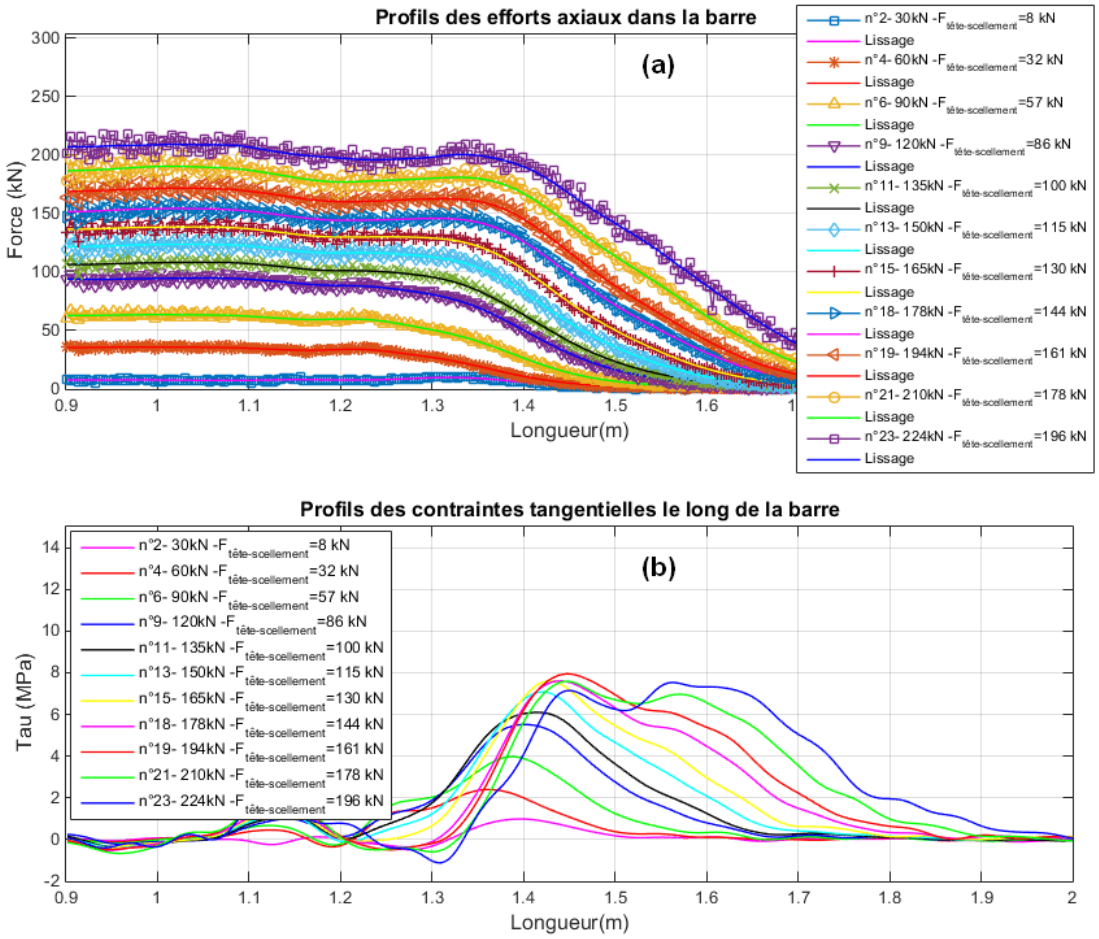


Figure 236 (a) Profils de l'effort axial et (b) de la contrainte tangentielle le long de la barre pour différents paliers de chargement

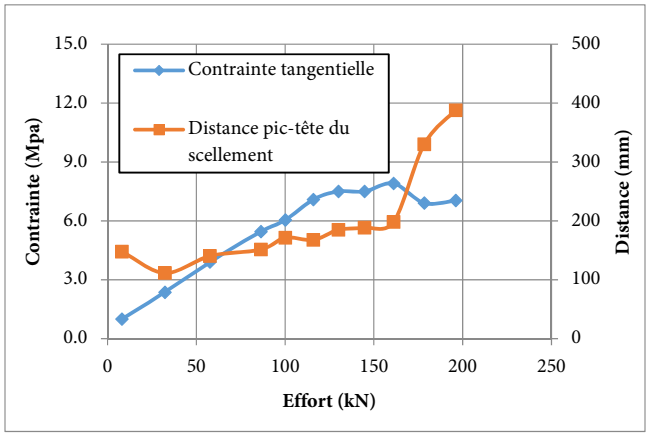


Figure 237 Pic des profils des contraintes tangentielles : valeur et distance par rapport à la tête du scellement pour différents efforts axiaux en tête du scellement

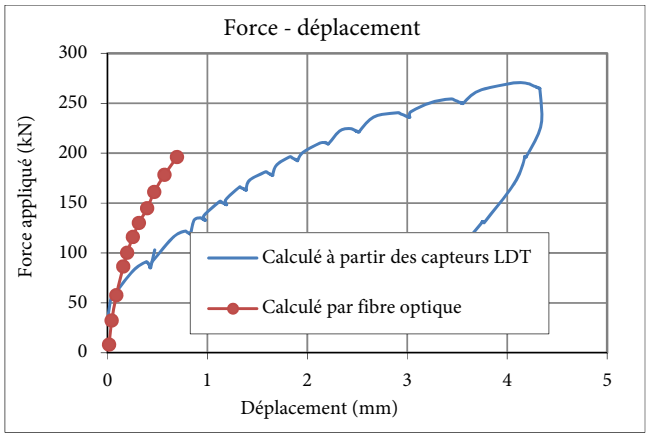


Figure 238 Force appliquée en fonction du déplacement en tête du scellement calculé à partir des capteurs LDT et par fibre optique

3.3. Influence des paramètres

L'influence des paramètres (diamètre de forage, longueur de scellement, diamètre de barres, résistance du coulis de ciment et accessoires de mise en œuvre : canule d'injection et chaussette géotextile) sur le comportement et la résistance de l'ancrage est présentée ici. Cette étude paramétrique se base sur les résultats suivants :

- courbe de comportement en tête du scellement obtenue à partir des mesures des capteurs LDT, selon le principe de traitement présenté au paragraphe 3.1,
- courbe de comportement en tête du scellement obtenue par la fibre optique, selon le principe de traitement présenté au paragraphe 3.2..1,
- valeur et position du pic des contraintes tangentielles en fonction de l'effort axial en tête du scellement.

3.3.1. Influence du diamètre de forage

L'influence du diamètre de forage a été étudiée sur les essais réalisés avec des barres de diamètre 25mm, soit :

- Ancrages 3.x : $d_g = 64mm$
- Ancrages 6.x : $d_g = 76mm$
- Ancrages 7.x : $d_g = 90mm$

Les différents résultats expérimentaux sont présentés sur les Figure 239, Figure 240 et Figure 241.

La Figure 239 présente les courbes de comportement force-déplacement en tête du scellement obtenues à partir des capteurs LDT. Sur cette figure, la courbe de comportement de la barre d'acier (avec une longueur de 750mm, ancré d'un côté et en traction de l'autre) est tracée à titre de comparaison. On peut noter que dans la phase de comportement élastique de la barre d'acier (chargement ≤245kN), ces courbes sont relativement regroupées. Au-delà de la limite élastique de la barre d'acier, le déplacement sur les ancrages 6.2, 6.3, 7.1 diffère en raison de déformations plastique dans la barre d'acier. Toutefois, l'influence du diamètre de forage n'est pas très marquée sur ces courbes de comportement.

La Figure 240 présente les courbes de comportement effort axial-déplacement en tête du scellement obtenues par fibre optique pour les essais 3.1, 3.2, 6.1 et 7.1. On peut observer que les courbes pour les essais 3.1 et 3.2 sont quasi-identiques, ce qui confirme la répétabilité de ces mesures, les conditions d'essais étant identiques. Quant à l'influence du diamètre de forage, il est à noter que plus le diamètre du forage est grand, plus la rigidité de l'ancrage diminue. L'utilisation d'une faible épaisseur de scellement dans le cas d'une roche dure permet donc de rigidifier l'ancrage, en plus de l'intérêt économique.

La Figure 241 présente le pic des contraintes tangentielles en fonction de l'effort axial en tête du scellement. On peut constater sur la Figure 241a que pour ces essais, le pic évolue plus ou moins de la même manière. Par exemple, quand l'effort axial dans la barre atteint 117kN, les valeurs de pic pour les essais 3.1 ; 3.2 et 6.1 sont respectivement 11,3 ; 7,94MPa et 9,06 et les

positions du pic sont à 80mm ; 100 ; 125mm par rapport à la tête du scellement. La différence entre ces courbes est due à la longueur de la zone décollée, illustrée sur la Figure 241b.

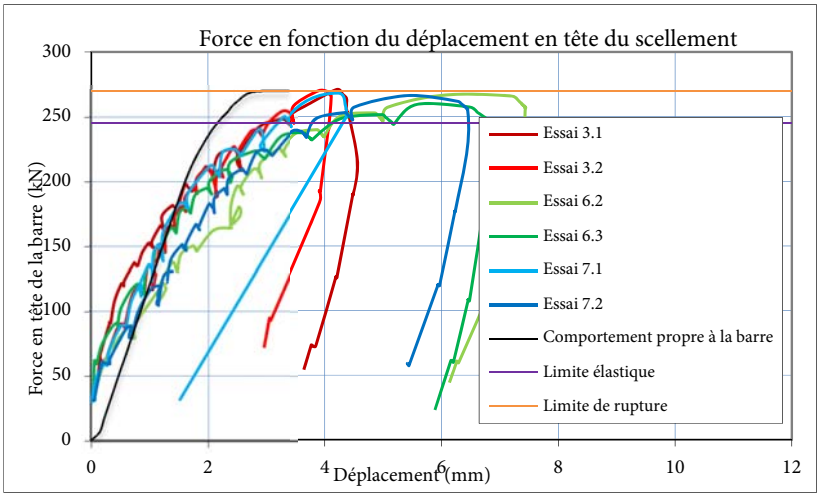


Figure 239 Influence du diamètre de forage sur la courbe de comportement : force - déplacement en tête du scellement calculée à partir des capteurs LDT ($d_b = 25mm; L_g = 750mm$)

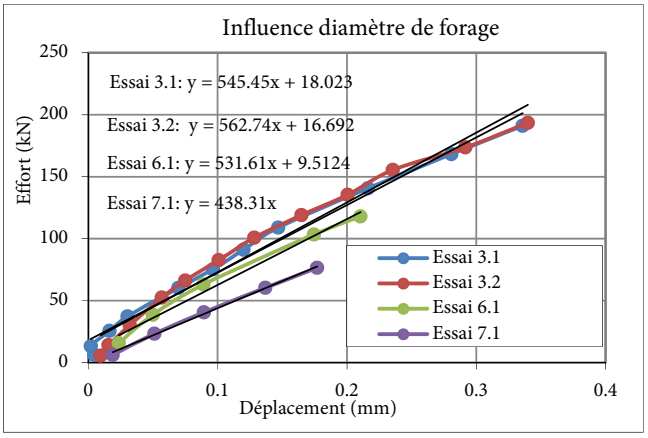
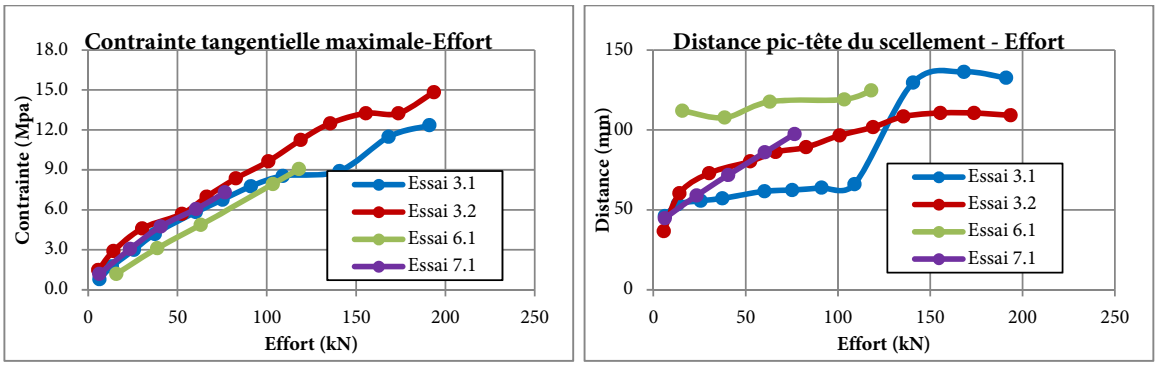


Figure 240 Influence du diamètre de forage sur la courbe de comportement : effort axial - déplacement en tête du scellement calculé par la fibre optique ($d_b = 25mm; L_g = 750mm$)



(a) (b)

Figure 241 Influence du diamètre de forage sur le pic des contraintes tangentielles
(a) Valeur (b) Distance pic-tête du scellement en fonction de l'effort en tête du scellement ($d_b = 25mm; L_g = 750mm$)

L'influence du diamètre de forage a également été étudiée pour les essais réalisés avec des barres de diamètre 32mm :

- Ancrages 13.x : $d_g = 76mm$
- Ancrages 14.x : $d_g = 90mm$

La comparaison entre ces essais est présentée sur les Figure 242 et Figure 243 qui présentent différentes courbes de comportement. De nouveau, on peut noter sur ces figures que le forage ayant un diamètre plus faible a un effet favorable sur la rigidité de l'ancrage.

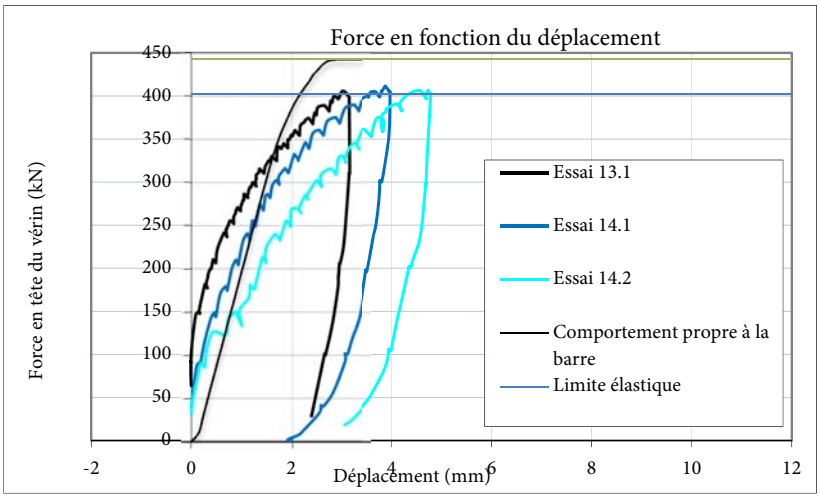


Figure 242 Influence du diamètre de forage sur la courbe de comportement : force - déplacement en tête du scellement calculée à partir des capteurs LDT ($d_b = 32mm; L_g = 750mm$)

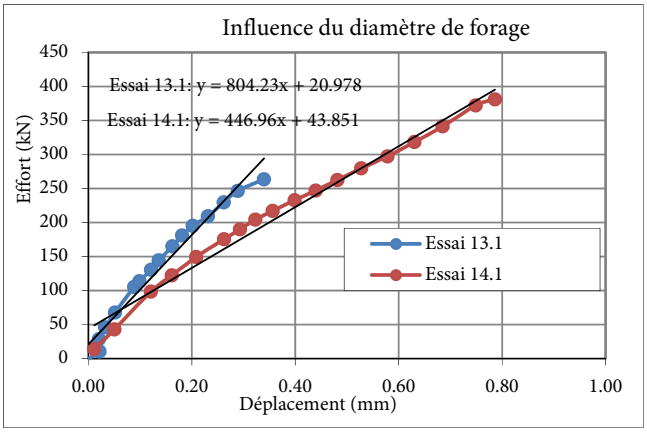


Figure 243 Influence du diamètre de forage sur la courbe de comportement : effort axial - déplacement en tête du scellement calculé par la fibre optique ($d_b = 32mm; L_g = 750mm$)

3.3.2. Influence de la longueur de scellement

L'influence de la longueur de scellement a été étudiée pour les essais avec $d_b = 25mm$, $d_g = 76mm$, mais pour différentes longueurs scellées :

- Ancrages 3.x : $L_g = 750mm$
- Ancrages 10.x : $L_g = 500mm$
- Ancrages 11.x : $L_g = 1000mm$

Les différents résultats expérimentaux sont présentés sur les Figure 244, Figure 245 et Figure 246.

La Figure 244 présente les courbes de comportement force-déplacement en tête du scellement obtenues à partir des capteurs LDT. Du fait de la dispersion assez importante de ces courbes, une influence de la longueur de scellement n'a pas pu être mise en évidence à partir de ce résultat.

La Figure 245 présente, par ailleurs, les courbes de comportement effort axial-déplacement en tête du scellement obtenues par fibre optique. On peut observer que l'ancrage 11.1 ayant la longueur de scellement la plus importante ($L_g = 1000mm$) présente une rigidité plus faible qui peut être expliqué par le fait que la tête du scellement de cet ancrage est déjà dégradée sur une longueur assez importante dès le début du chargement (Figure 246b). Sinon, l'ancrage 10.1 avec une faible longueur de scellement ($Lg = 500mm$) a une rigidité également plus faible en comparaison avec celle des ancrages 3.1 et 3.2 ($L_g = 750mm$).

Par ailleurs, sur la Figure 246a, on peut remarquer que la relation valeur de pic-effort axial présente deux pente différentes avant et après le point correspondant à une contrainte tangentiel moyenne de 12,25MPa et un effort axial de 150kN. Par ailleurs, sur la Figure 246b, la position du pic des essais 10.1 et 11.1 se situent rapidement à une profondeur importante dans le forage. Il semble que la contrainte de cisaillement qui correspond à une décohésion de l'interface, est de l'ordre de 12,25MPa.

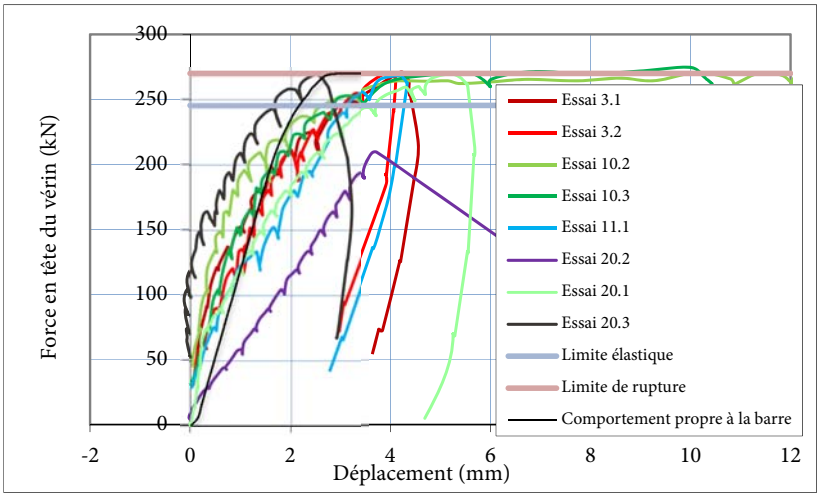


Figure 244 Influence de la longueur de scellement sur la courbe de comportement : force- déplacement en tête du scellement calculée à partir des capteurs LDT ($d_b = 25mm; d_g = 64mm$)

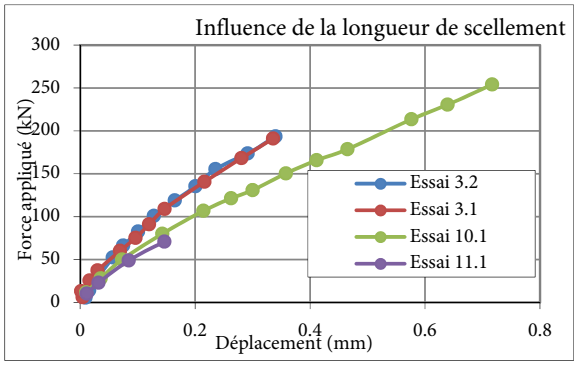
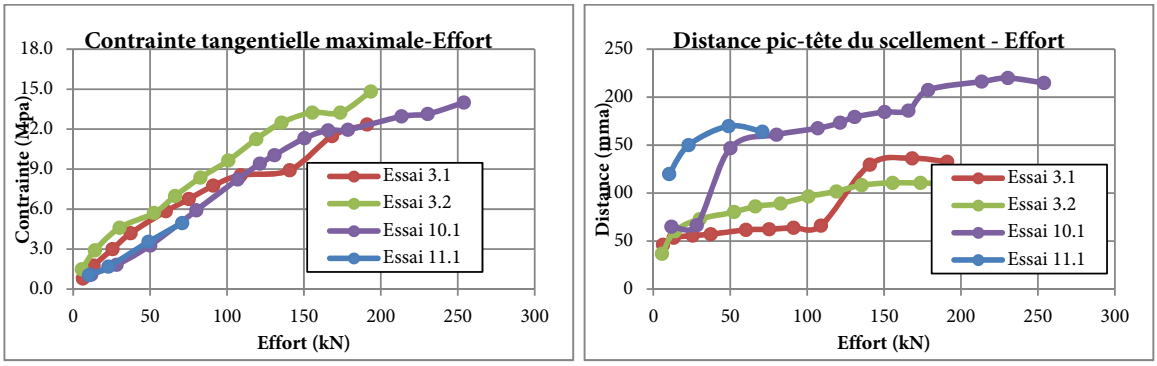


Figure 245 Influence de la longueur de scellement sur la courbe de comportement : effort axial - déplacement en tête du scellement calculé par la fibre optique $(d_b = 25mm; d_g = 64mm)$



(a) (b)

Figure 246 Influence du diamètre de forage sur le pic des contraintes tangentielles (a) Valeur (b) Distance pic-tête du scellement en fonction de l'effort en tête du scellement $(d_b = 25mm; d_g = 64mm)$

3.3.3. Influence des barres de diamètre différent

L'influence des barres de diamètre différente a été étudiée pour les essais ayant $d_g = 76mm\ et\ L_g = 750mm$, mais avec différentes barres de diamètre différent :

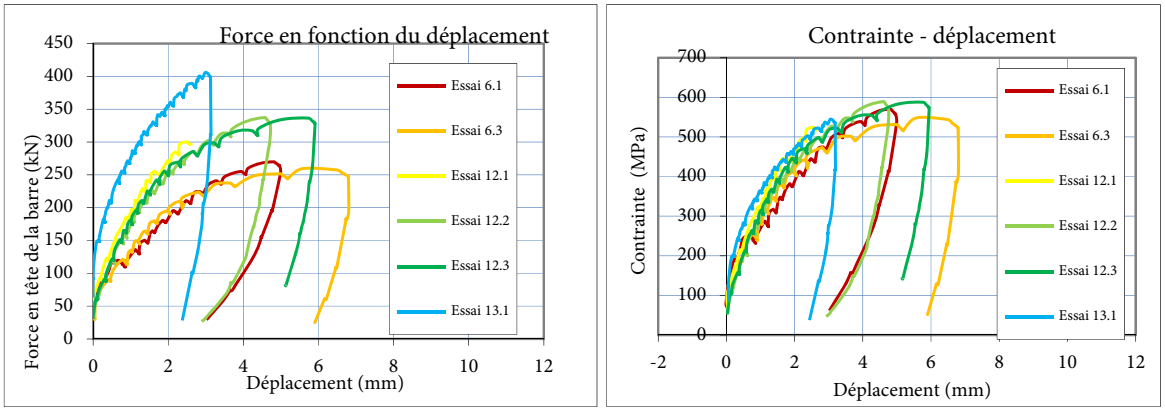
- Essai 06-x (Diamètre de la barre 25 mm)
- Essai 12-x (Diamètre de la barre 28 mm)
- Essai 13-x (Diamètre de la barre 32 mm)

Les différents résultats expérimentaux sont présentés sur les Figure 247, Figure 248 et Figure 249.

Sur la Figure 247, deux types de courbes de comportement calculées à partir des mesures des capteurs LDT sont présentés. La Figure 247a présente les courbes de comportement force-déplacement en tête du scellement alors que la Figure 247b présente les courbes de comportement équivalentes en termes de contrainte axiale dans la barre d'acier.

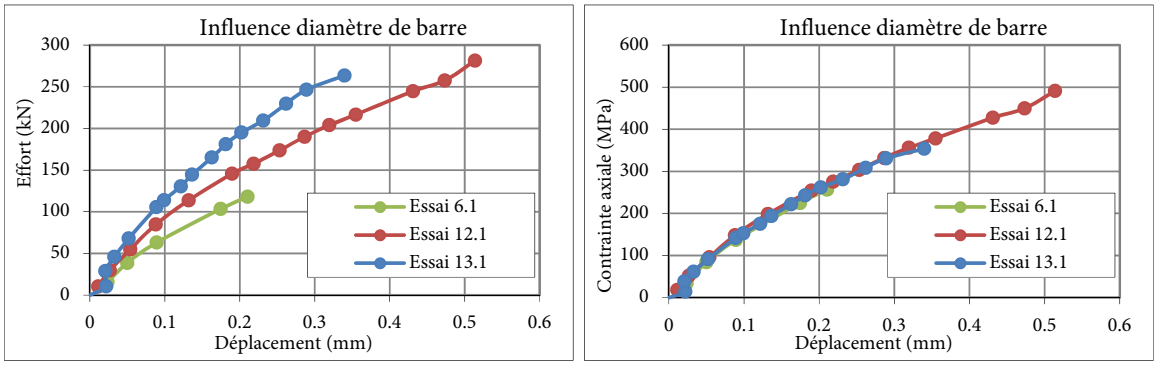
De la même manière, la Figure 248 présente les mêmes types de courbes de comportement obtenues par fibre optique : effort axial-déplacement en tête du scellement (Figure 248a) et contrainte axiale-déplacement en tête du scellement (Figure 248b).

Sur les Figure 247a et Figure 248a, on peut noter que le diamètre de la barre a une grande influence sur la rigidité de l'ancrage : plus il est grand, plus la rigidité de l'ancrage est importante. Et le fait que sur les Figure 248b et Figure 248b, on peut observer que les courbes contrainte axiale -déplacement sont identiques, confirme ce rôle du diamètre de la barre. Cela nous permet de conclure que la rigidité est proportionnelle au diamètre de la barre.



(a) (b)

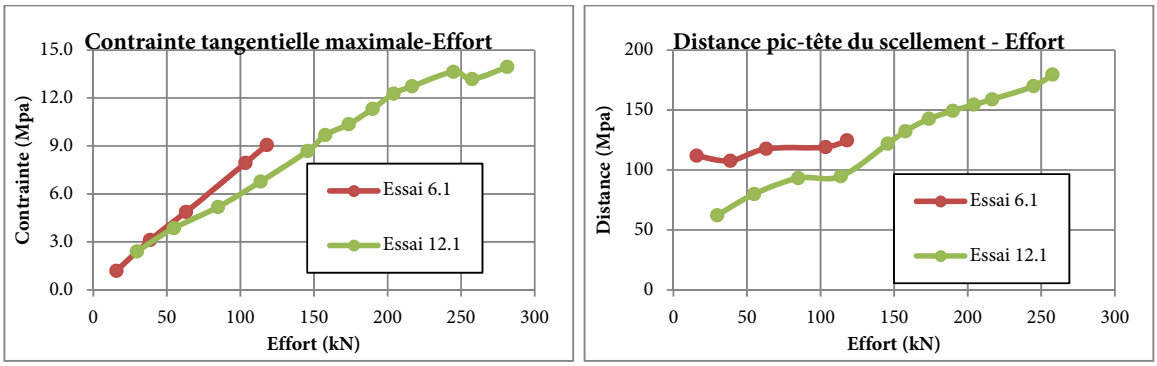
Figure 247 Influence des barres de diamètre différent sur la courbe de comportement à partir des capteurs LDT :
(a) force - déplacement en tête du scellement
(b) Contrainte axiale – déplacement en tête du scellement
($d_g = 76mm; L_g = 750mm$)



(a) (b)

Figure 248 Influence des barres de diamètre différent sur la courbe de comportement à partir de la fibre optique :
(a) effort axial - déplacement en tête du scellement
(b) Contrainte axiale – déplacement en tête du scellement
($d_g = 76mm; L_g = 750mm$)

La Figure 249 présente le pic des contraintes tangentielles en fonction de l'effort axial en tête du scellement. On note que la valeur de pic augmente avec l'effort axial. Mais le niveau de sollicitation sur ces essais ne nous a permis pas de tirer de conclusions sur la résistance au cisaillement des ancrages des barres de diamètre différent.



(a) (b)

Figure 249 Influence du diamètre de forage sur le pic des contraintes tangentielles
(a) Valeur (b) Distance pic-tête du scellement en fonction de l'effort en tête du scellement
$(d_g = 76mm; L_g = 750mm)$

L'influence des barres de diamètre différent a également été étudiée pour les essais ayant $d_g = 90mm\ et\ L_g = 750mm$:

- Ancrages 7.x : $d_b = 25mm$
- Ancrages 14.x : $d_b = 32mm$

Les résultats expérimentaux sont présentés sur les Figure 250, Figure 251, Figure 252. Les mêmes conclusions peuvent être tirées que l'étude précédente avec un diamètre de 76mm.

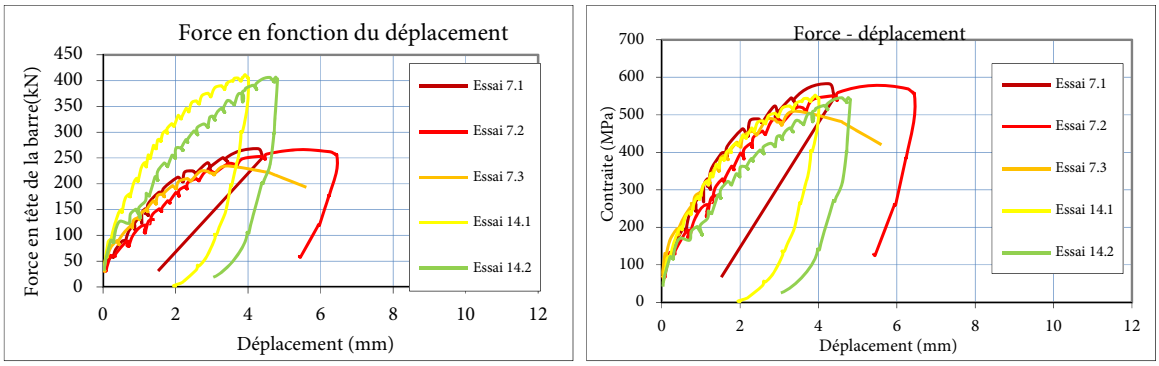
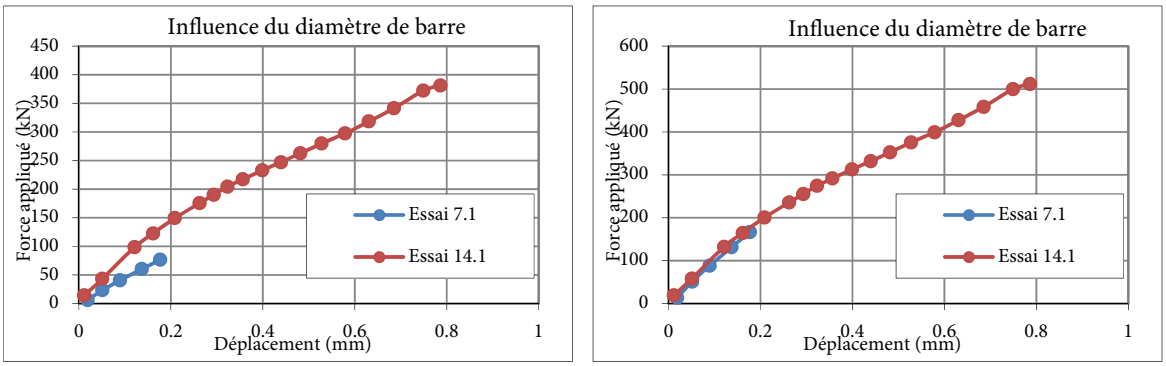
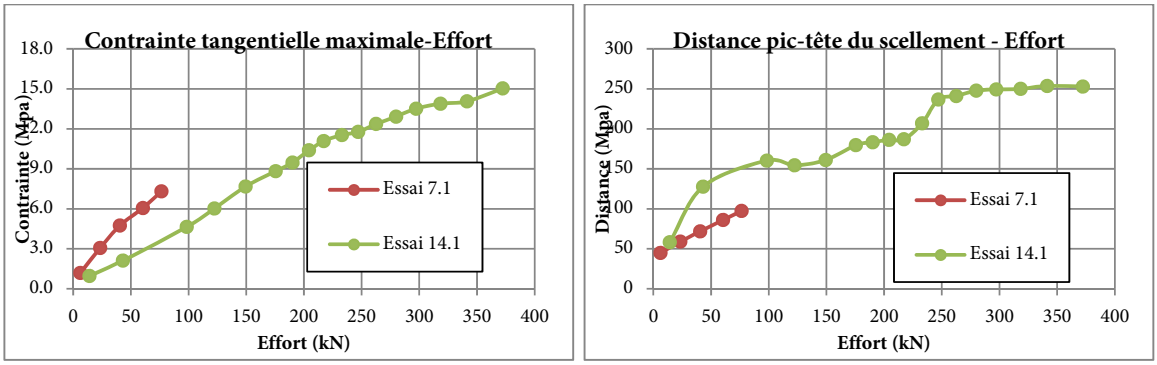


Figure 250 Influence des barres de diamètre différent sur la courbe de comportement à partir des mesures des capteurs LDT :
(a) force - déplacement en tête du scellement calculée à partir des capteurs LDT
(b) Contrainte axiale – déplacement en tête du scellement
$(d_g = 90mm; L_g = 750mm)$



(a) (b)

Figure 251 Influence des barres de diamètre différent sur la courbe de comportement à partir de la fibre optique :
(a) effort axial - déplacement en tête du scellement
(b) Contrainte axiale – déplacement en tête du scellement
($d_g = 90mm; L_g = 750mm$)



(a) (b)

Figure 252 Influence du diamètre de forage sur le pic des contraintes tangentielles
(a) Valeur (b) Distance pic-tête du scellement en fonction de l'effort en tête du scellement
($d_g = 90mm; L_g = 750mm$)

3.3.4. Influence du type de coulis de ciment

L'influence du type de coulis de ciment a été étudiée avec des essais présentant la même configuration géométrique ($d_b = 25mm; d_g = 64mm; L_g = 750mm$) mais avec des coulis de ciment de différentes classes de résistance :

- Ancrages 3.x (Coulis de classe de résistance : 52,5MPa)
- Ancrages 17.x (Coulis de classe de résistance : 32,5MPa)

Les différents résultats expérimentaux sont présentés sur les Figure 253, Figure 254 et Figure 255.

La Figure 253 présente les courbes de comportement force-déplacement en tête du scellement obtenues à partir des capteurs LDT. Du fait de la dispersion assez importante de ces courbes, l'influence du coulis de ciment n'a pas pu être observée à partir de ce résultat.

La Figure 254 présente les courbes de comportement effort axial-déplacement en tête du scellement obtenues par fibre optique. Sur cette figure, on peut remarquer que l'ancrage 3.1 avec le coulis de classe 52,5MPa a une rigidité plus grande que celle de l'ancrage 17.1 avec le coulis de classe 32,5MPa.

La Figure 255 présente le pic des contraintes tangentielles en fonction de l'effort axial en tête du scellement. Sur la Figure 255, on peut noter qu'à partir d'un effort axial de 115kN, la contrainte tangentielle de l'interface barre-scellement de l'essai 17.1 n'augmente plus (Figure 255a) et le pic de contrainte se déplace vers le fond du forage jusqu'à 400mm pour le dernier chargement. Il semble que la valeur de décohésion de l'interface barre –scellement avec le coulis 32,5MPa est de l'ordre de 8,0MPa. L'interface barre-scellement avec le coulis 52,5MPa offre une valeur à la décohésion plus élevée aux alentours de 12,25MPa(ancrage 10.1 avec une faible longueur de scellement - Figure 246a).

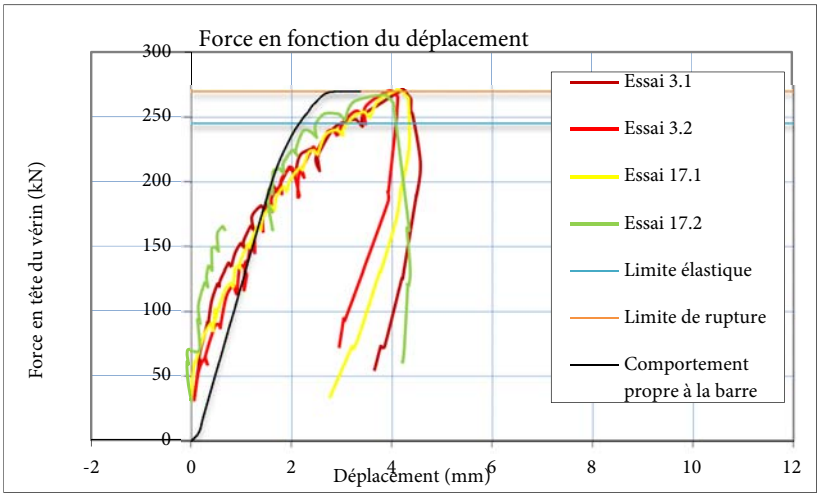


Figure 253 Influence du type de coulis de ciment sur la courbe de comportement : effort axial - déplacement en tête du scellement calculé à partir des capteurs LDT

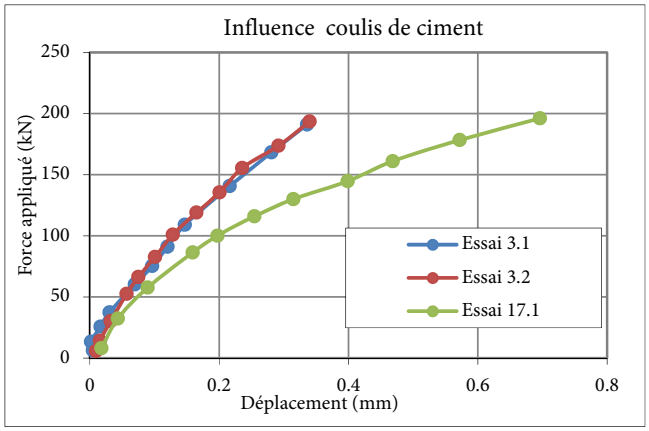
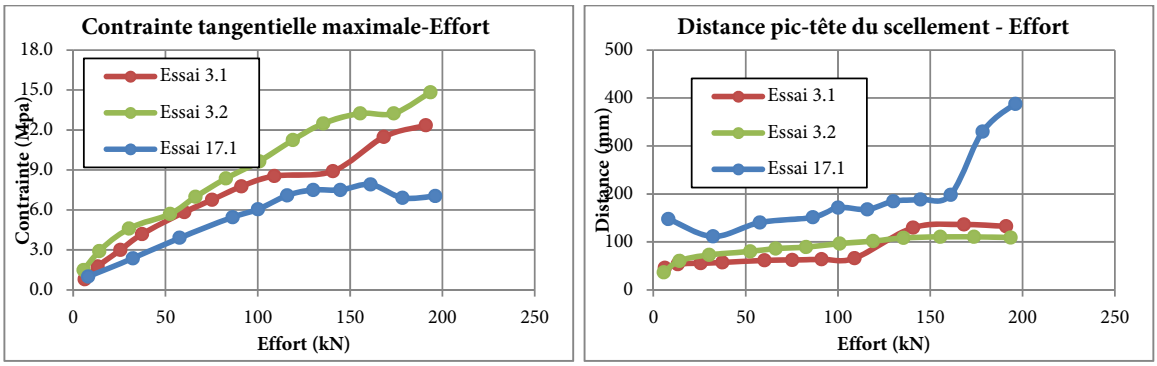


Figure 254 Influence du type de coulis de ciment sur la courbe de comportement : effort axial - déplacement en tête du scellement calculé par la fibre optique $(d_b = 25;\ d_g = 76mm; L_g = 750mm)$



(a) (b)

Figure 255 Influence du diamètre de forage sur le pic des contraintes tangentielles
(a) Valeur (b) Distance pic-tête du scellement en fonction de l'effort en tête du scellement
$(d_b = 25;\ d_g = 76mm; L_g = 750mm)$

3.3.5. Influence de la canule d'injection

Les essais ont été réalisés pour des ancrages (n° 18.x) équipés de la canule d'injection avec la même configuration que les essais de référence (n° 3.x). Le résultat est présenté sur la Figure 256. On peut noter que l'utilisation de la canule d'injection ne semble pas affecter la résistance de l'ancrage.

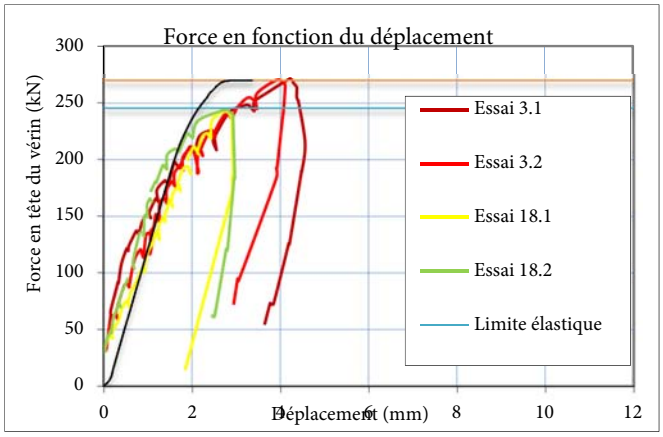


Figure 256 Influence de la canule d'injection sur la courbe de comportement : effort axial - déplacement en tête du scellement calculé à partir des capteurs LDT
$(d_b = 25;\ d_g = 76mm; L_g = 750mm)$

3.3.6. Influence de la chaussette géotextile

Les essais ont été réalisés pour des ancrages (n° 19.x) équipés de chaussette géotextile et avec la même configuration que les essais de référence (n° 18.x). Le résultat est présenté sur la Figure 257. On remarque que pour les deux ancrages 19.2 et 19.3, l'utilisation de la chaussette a conduit à la rupture de l'ancrage. Après observation des barres arrachées et de la répartition du matériau de scellement dans la chaussette, il s'avère en fait que ces ruptures prématurées

soient dues à une mauvaise mise en œuvre. Il semble que notre système d'injection de coulis n'a pas fourni une pression suffisante pour assurer un bon remplissage de la chaussette.

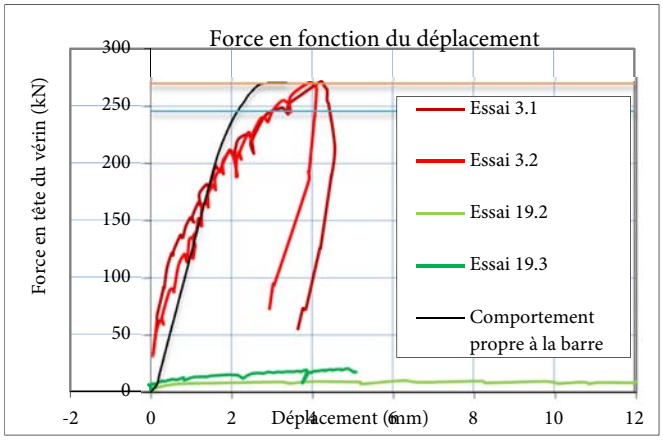


Figure 257 Influence de la chaussette géotextile sur la courbe de comportement : effort axial - déplacement en tête du scellement calculé à partir des capteurs LDT ($d_b = 25;\ d_g = 76mm; L_g = 750mm$)

4. Conclusions

Le présent chapitre présente une campagne de 36 essais d'arrachement réalisés in-situ sur des barres d'acier de haute adhérence scellées dans un massif calcaire résistant. En plus d'obtenir des données pour valider en grandeur réelle, le modèle numérique développé, l'objectif était également d'étudier l'influence des facteurs suivants : diamètre de la barre d'acier, diamètre du forage, résistance du coulis de scellement, longueur de scellement, chaussette géotextile et la canule d'injection.

Le principe des essais d'arrachement consiste à exercer par paliers successifs, une force par un vérin hydraulique et à mesurer les déplacements correspondants. A partir des mesures de force-déplacement en tête du vérin, les courbes de comportement en tête du scellement sont obtenues avec l'hypothèse que la barre d'acier est sollicitée dans son axe et reste dans son domaine de comportement élastique. De plus, sur certaines barres équipées de fibre optique, cette courbe de comportement peut également être déterminée en intégrant toutes les déformations le long de la partie scellée de la barre d'acier. La comparaison entre ces deux courbes montre une différence entre elles non seulement vis-à-vis de la force axiale transmise en tête du scellement mais également du déplacement correspondant. Cela peut être expliqué par plusieurs raisons : le glissement du châssis lors de la réalisation des essais et la difficulté d'assurer une sollicitation en traction dans l'axe de la barre qui résultent tous les deux en un effet de flexion de la barre dans la partie non-scellée. Il faut également noter la qualité du scellement en tête du fait de la présence d'un bouchon nécessaire pour maitriser la longueur scellée mais qui ne permet pas de garantir un encastrement parfait en tête. Les courbes de comportement obtenues par les mesures de la fibre optique dans les zones parfaitement scellées sont cependant représentatives du comportement de l'ancrage sous une sollicitation axiale.

Les barres équipées de fibre optique ont ainsi permis d'étudier finement la mobilisation de l'interface entre la barre d'acier et le scellement. Pour déterminer les contraintes de cisaillement le long de cette interface, les efforts dans la barre ont d'abord été lissés par une fonction non-paramétrique avant de déterminer ses dérivées. L'analyse des états de contrainte et de déplacement à l'interface barre scellement indique que pour les ancrages testés, la longueur de scellement effectivement sollicitée ne dépasse pas 65cm avant la limite élastique de la barre d'ancrage.

La comparaison des résultats des essais a permis de tirer quelques conclusions sur les paramètres d'influence. Le diamètre du forage a une influence sur la rigidité de l'ancrage : plus il est grand, plus sa rigidité est faible. A l'inverse, plus le diamètre de la barre est grand, plus la rigidité de l'ancrage est élevée. La résistance du coulis semble également contribuer à rigidifier le comportement de l'ancrage. Or lorsque le comportement de l'ancrage est rigidifié, le chargement atteint plus rapidement la limite élastique de la barre d'acier qui devient alors le point faible de l'ouvrage vis-à-vis de la rupture. La longueur du scellement ne semble par contre pas avoir d'influence significative sur le comportement de l'ancrage. La valeur de la contrainte de cisaillement qui génère une décohésion à l'interface barre-scellement pour le coulis de classe 52,5MPa est d'environ 12,25MPa, tandis que celle donnée pour le coulis de classe 32,5MPa est d'environ 8MPa.

Enfin la canule d'injection ne semble pas avoir d'effet sur le comportement de l'ancrage. Concernant la chaussette géotextile, la qualité de sa mise en œuvre joue de manière significative sur la résistance de l'ancrage.

Chapitre 5. Etude numérique du comportement axial de l'ancrage 256

1. Paramètres des interfaces barre-scellement 259
1.1. Réalisation des essais numériques d'arrachement pour une faible longueur scellée 259
1.2. Evaluation des paramètres du modèle pour les interfaces barre-scellement 262
1.2.1. Interface B25-C52,5 263
1.2.2. Interface B28-C52,5 264
1.2.3. Interface B32-C52,5 266
1.2.4. Interface B25-C32,5 268
1.2.5. Récapitulatif des différents éléments d'interface paramétrés 269
2. Validation de la modélisation numérique d'un ancrage sur un essai d'arrachement in-situ 272
2.1.1. Géométrie, conditions aux limites et maillage : 272
2.1.2. Modèles de comportement des matériaux et des interfaces 273
2.1.3. Chargement 274
2.2. Résultats de la modélisation numérique et comparaison avec les résultats expérimentaux 274
3. Conclusions 279

Dans le chapitre 3, une approche numérique a été proposée pour étudier et modéliser le comportement de l'interface barre-scellement. Un modèle équivalent du comportement de l'interface barre-scellement paramétrable sur l'état des contraintes et des déplacements de l'interface barre-scellement a ainsi été développé. Ce modèle équivalent de comportement de l'interface barre-scellement a été validé par la simulation d'essais d'arrachement réalisés en laboratoire sur de faibles longueurs de scellement sous différentes conditions de confinement. Par ailleurs une campagne d'essais d'arrachement in situ a été réalisée et présentée au chapitre 4. Elle a permis d'initier une étude paramétrique du comportement axial des ancrages. Il s'avère nécessaire de valider le modèle sur des ancrages en grandeur réelle.

L'objectif de ce chapitre est donc de valider la modélisation numérique proposée par la reproduction d'essais d'arrachement réalisés en grandeur réelle afin, par la suite, de pouvoir compléter l'étude paramétrique du comportement axial de l'ancrage.

Dans cet objectif, le présent chapitre est composé des paragraphes suivants :

- le premier paragraphe est consacré à la détermination des paramètres du modèle d'interface pour les différentes combinaisons de barre et de coulis employées pour les essais in situ. Nous avons donc réalisé des essais numériques basés sur l'approche de modélisation avec verrous validée au chapitre 3 en tenant compte des propriétés mécaniques des coulis de ciment déterminées au chapitre 4.
- le deuxième paragraphe présente la modélisation d'un essai d'arrachement in-situ. Les résultats de la modélisation sont comparés avec ceux de l'expérimentation sur la base non seulement de la relation force-déplacement en tête du scellement mais également de la mobilisation des contraintes le long de l'interface barre-scellement.

1. Paramètres des interfaces barre-scellement

La campagne d'essais in-situ présentée au chapitre 4 a été réalisée avec trois types de barre de diamètres différents $(d_b = 25mm; 28mm; 32mm)$ scellés dans deux types différents de ciment (classe=32,5MPa et 52,5MPa) avec un E/C de 0,45. Les 4 interfaces barre-scellement testées lors de ces essais ont été appelées B25-C52,5 ; B28-C52,5 ; B32-C52,5 ; B25-C32,5 c'est-à-dire que, par exemple, l'interface B25-C52,5 est constituée à partir d'une barre de diamètre 25mm scellée dans un coulis de classe 52,5MPa.

1.1. Réalisation des essais numériques d'arrachement pour une faible longueur scellée

Pour pouvoir paramétrer les éléments d'interface, pour les différentes combinaisons barre-scellement des essais, il a été réalisé des « essais numériques » d'arrachement sur une faible longueur scellée afin de déterminer l'état de contraintes et de déplacements à proximité de l'interface. Les 4 modèles d'essais numériques ont été construits de manière similaire à celui des essais de Moosavi et al. (2005) (Figure 258).

Géométrie et conditions aux limites

La longueur totale de l'échantillon a été fixée à 11 fois le diamètre nominal de la barre d'acier (d_b). L'échantillon a été serti dans deux anneaux métalliques. Du côté de l'application de l'effort de traction en tête de la barre, l'anneau est fixe et du côté opposé, l'anneau peut se déplacer dans la direction de l'axe de la barre. Une portion de tube a été mise en place à l'interface barre – scellement à chaque extrémité de l'échantillon pour limiter la longueur effective de barre scellée à $5d_b$.

La barre a été modélisée avec sa géométrie réelle mesurée (paragraphe §2.2-chapitre 4). L'épaisseur de scellement doit être suffisamment grande pour que l'influence des contraintes de cisaillement générées à l'interface barre-scellement soit quasi-nulle en extrados de l'échantillon. Nous recommandons ainsi de choisir une épaisseur supérieure à 15 fois la hauteur des verrous h_v.

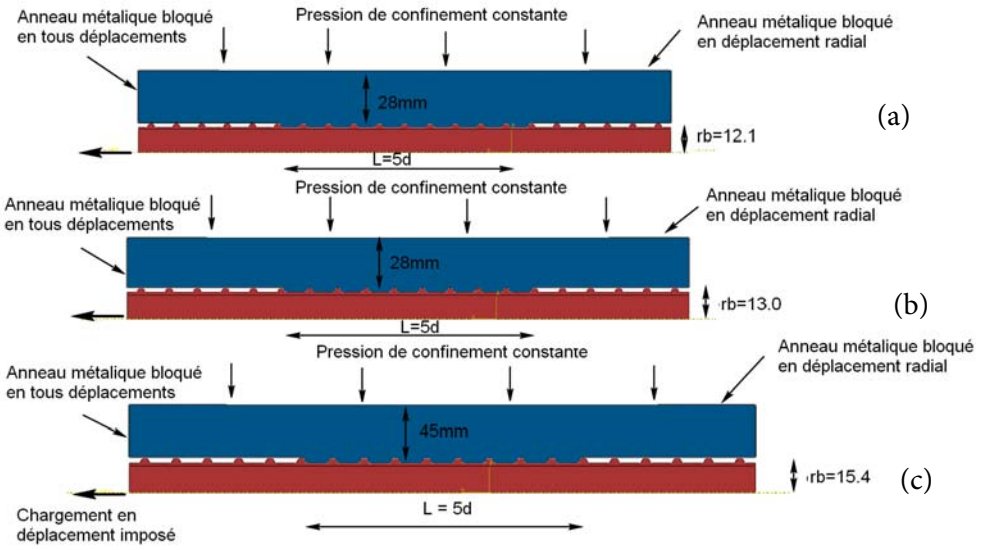


Figure 258 Géométrie & conditions aux limites des essais numériques d'arrachement
(a) Modèle pour barre B25 (b) Modèle pour B28 (c) Modèle pour B32

Propriétés mécaniques des matériaux et du contact

Le comportement du contact acier-matériau de scellement a été considéré comme purement frottant avec un coefficient de frottement de 0,4.

Le comportement de l'acier a été modélisé par un modèle élasto-parfaitement plastique avec la limite élastique à 500MPa.

Le comportement du scellement a été modélisé par le modèle CDP en utilisant les paramètres déterminés à partir des essais de caractérisation, présentés au paragraphe 2.2 du chapitre 4, et résumés dans le Tableau 37. Les autres paramètres sont déterminés selon les études expérimentales mentionnées sur les coulis de ciment.

Tableau 37 Paramètres du modèle CDP utilisés
pour la modélisation du comportement des coulis

Paramètres		Unité	Coulis de classe 52,5 MPa	Coulis de classe 32,5 MPa	Détermination
Module d'Young	E_{ci}	[GPa]	**12,0**	**10,5**	Valeur mesurée
Coefficient de Poisson	ν	[ ]	**0,26**	**0,26**	Valeur mesurée
Module sécant au pic	E_{c1}	[GPa]	6,86	6,0	D'après Hyett et al. (1992)
Résistance au pic en compression	f_c	[MPa]	**45,3**	**28,5**	Valeur mesurée
Résistance résiduelle en compression	f_r	[MPa]	4,5	2,9	d'après Carpinteri et al. (2011):
Résistance en traction	f_t	[MPa]	**2,7**	**2,7**	Valeur mesurée
Angle de frottement	ϕ	[°]	23	23	D'après Hyett et al. (1992), Moosavi et al. (2003)
(ou Kc)	K_c	[ ]	0,817	0,817	Valeur calculée
Rapport fb/fc	f_b/f_c	[ ]	1,12	1,12	D'après Kupfer (1969)
Energie de propagation de fissuration	G_f	[Nmm/mm²]	0,0045	0,0045	D'après les travaux de de Xu & Zhu (2009) et Padevět & Zobal (2012)
Energie d'écrasement	G_c	[Nmm/mm²]	22,6	14,3	Gc/fc=1,96 d'après Carpinteri et al. (2011)
Longueur caractéristique en traction	L_t	[mm]			Taille d'élément
Longueur caractéristique en compression	L_c	[mm]			Bielle en compression
Coefficient a	a	[ ]	2,36	2,36	Selon Carpinteri et al. (2011)
Coefficient b	b	[ ]	1,67	1,67	Selon Carpinteri et al. (2011)
Rapport $\varepsilon_{pl}^t/\varepsilon^t$	μ_t	[ ]			En fonction Lt
Rapport $\varepsilon_{pl}^c/\varepsilon^c$	μ_c	[ ]			En fonction Lc
Angle de dilatance	ψ	[°]	13,0	13,0	D'après Vermeer & de Borst (1984) (pour les bétons)
Excentricité	e	[ ]	0,1	0,1	Valeur par défaut

Chargement

La pression de confinement à l'extérieur de l'échantillon a été gardée constante au cours de l'essai d'arrachement. Différents essais ont été réalisés pour différentes valeurs de cette pression d'un confinement faible à élevé (de 0MPa jusqu'à 15MPa).

L'ensemble a été chargé par un déplacement imposé en tête de la barre, avec une vitesse de chargement numérique de 0,1m/s, jusqu'à un déplacement maximal de 25mm.

1.2. Evaluation des paramètres du modèle pour les interfaces barre-scellement

Le traitement des résultats des essais numériques et la détermination des paramètres des éléments d'interface barre-scellement se basent sur les principes mentionnés au paragraphe §4.4 du chapitre 3.

A l'issue de la modélisation numérique, les états de contrainte et de déplacement des éléments situés à une distance $2h_v$ (h_v = hauteur des verrous) par rapport au diamètre minimal de la barre d'acier ont été représentés. Cette distance permet à la fois que ces éléments soient relativement proches de la zone cisaillée et que la forte perturbation des contraintes générée par la présence des verrous soit limitée. De plus, pour limiter l'influence des effets de bord dues à la concentration de contrainte aux extrémités de la zone scellée, la zone d'étude a été limitée à une longueur de $3d_b$ dans la partie centrale de la zone scellée. Les éléments du maillage ainsi considérés sont représentatifs du comportement de l'interface barre-scellement. Ces éléments sont illustrés sur la Figure 259.



Figure 259 Eléments considérés à $2h_v$ comme représentatifs du comportement de l'interface barre-scellement

Sur la base des valeurs de contraintes et de déplacements de ces éléments, les paramètres des éléments d'interface barre-scellement ont été déterminés de la manière suivante :

- Matrice de rigidité : nous avons considéré les valeurs de la matrice de rigidité précédemment déterminées pour les essais de Moosavi et al. (2005) car celle-ci a peu d'influence sur le comportement de l'interface barre-scellement.
- Surface de plasticité : les valeurs moyennes des contraintes normale S11 et de cisaillement S12 ont été calculées. Comme ces dernières sont déterminées à une distance $2h_v$ par rapport au diamètre minimal de la barre d'acier et que les éléments d'interface positionnés au diamètre minimal de barre, ont une épaisseur nulle, elles ont été corrigées au diamètre minimal de la barre d'acier par une relation proportionnelle entre diamètres considérés. Le tracé des chemins de contraintes dans le plan $\sigma - \tau$ a permis ensuite d'identifier les paramètres des surfaces de plasticité initiale et résiduelle.
- Dilatance : sa valeur maximale a été prise égale au déplacement radial des éléments au moment où le phénomène de dilatance prend fin, c'est-à-dire au moment où la contrainte normale à l'interface barre-scellement atteint sa valeur maximale. D'ailleurs, on considère que l'angle de dilatance est associé à l'angle de frottement initial de l'interface.

Les résultats des essais numériques et l'évaluation des paramètres pour les 4 interfaces différentes sont présentés dans la suite.

1.2.1. Interface B25-C52,5

Cette interface, appelée B25-C52,5, est constituée d'une barre de diamètre nominal 25mm scellée dans un coulis de classe 52,5MPa.

Les résultats des essais numériques réalisés sous 5 contraintes de confinement différentes (0MPa, 3MPa, 5MPa, 10MPa, 15MPa) sont présentés sur les Figure 260 et Figure 261. La Figure 260 présente les courbes de comportement force-déplacement en tête de la barre. La Figure 261 présente l'évolution, en fonction du déplacement en tête du scellement, des contraintes dans les éléments situés à $2h_v$ par rapport au diamètre minimal de la barre d'acier.

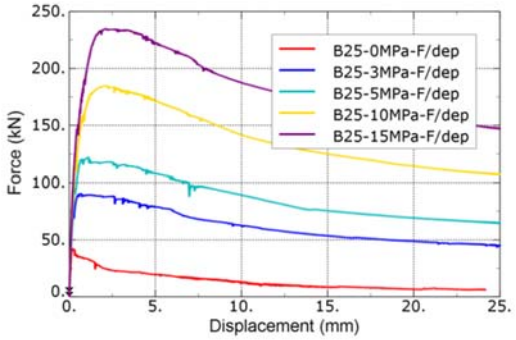


Figure 260 Courbes de comportement en tête de la barre pour B25-C52,5

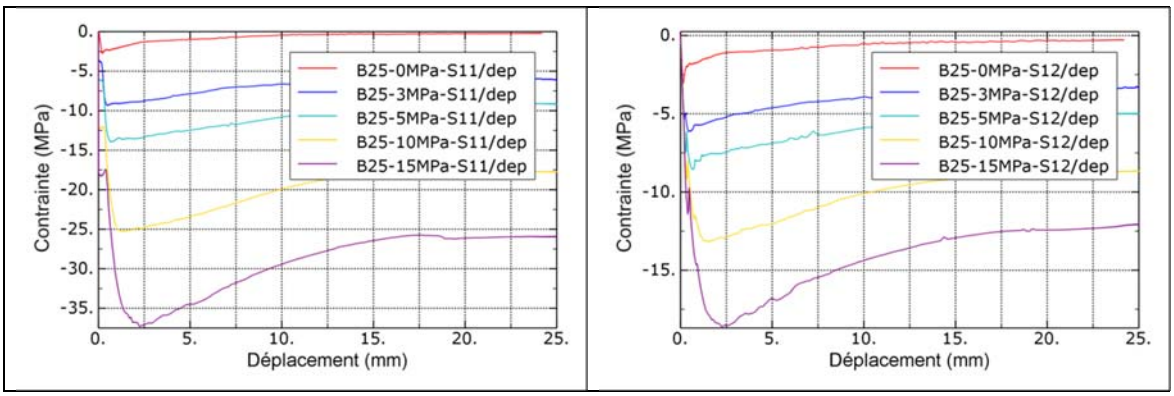


Figure 261 Etats des contraintes dans les éléments à $2h_v$ pour interface B25-C52,5

Les contraintes normale et tangentielle au niveau du diamètre minimale de la barre sont évaluées proportionnellement aux contraintes S11 et S12 présentées ci-dessus par les relations :

$$\sigma = |S11| \times \frac{r_b + 2h_v}{r_b};\ \tau = |S12| \times \frac{r_b + 2h_v}{r_b} \qquad (5.1)$$

Les chemins de contraintes $\sigma - \tau$ sont alors tracés et représentés sur la Figure 262. Sur base de cette figure, les paramètres de la surface de plasticité au pic et celle résiduelle ont été identifiés :

Interface	C_{init}	C_0	C_r	ϕ_{init}	ϕ_{final}
B25-C52,5	9,0	1,0	1,0	21,0	24,0

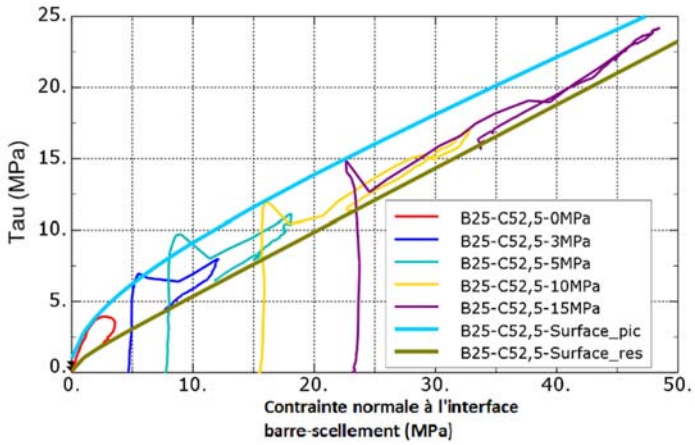


Figure 262 Identification des paramètres de l'élément pour l'interface B25-C52,5

La Figure 263 présente le déplacement radial (dilatance) des éléments à $2h_v$ en fonction du déplacement axial en tête de la barre d'acier. Sur cette figure, les points indiquent le moment où la contrainte normale dans ces éléments atteint sa valeur maximale. La dilatance du modèle d'interface équivalent a été limitée à la valeur maximale pour une contrainte normale à l'interface de 15MPa, valeur maximale pour les essais de Benmokrane et al. (1995). Nous avons donc pris une dilatance maximale égale à 0,05mm.

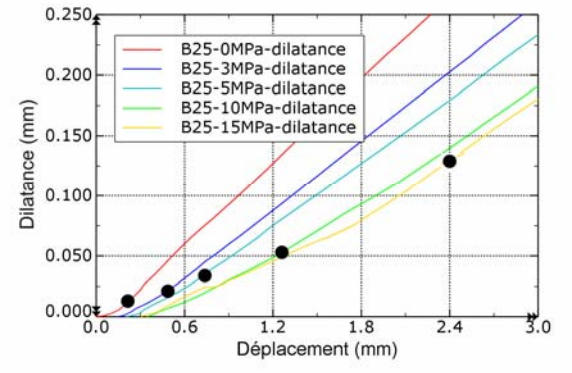


Figure 263 Dilatance de l'interface B25-C52,5

1.2.2. Interface B28-C52,5

Cette interface, appelée B28-C52,5 est constituée d'une barre de diamètre nominal 28mm scellée dans un coulis de classe 52,5MPa.

Les résultats des essais numériques réalisés sous 5 contraintes de confinement différentes (0MPa, 3MPa, 5MPa, 10MPa, 15MPa) sont présentés sur les Figure 264 et Figure 265. La Figure 264 présente les courbes de comportement force-déplacement en tête du scellement. Figure 265 présente l'évolution, en fonction du déplacement en tête du scellement, des contraintes dans les éléments situés à $2h_v$ par rapport au diamètre minimal de la barre d'acier.

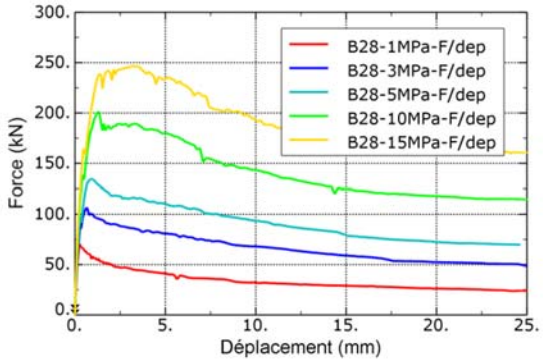


Figure 264 Courbes de comportement en tête du scellement pour B28-C52,5

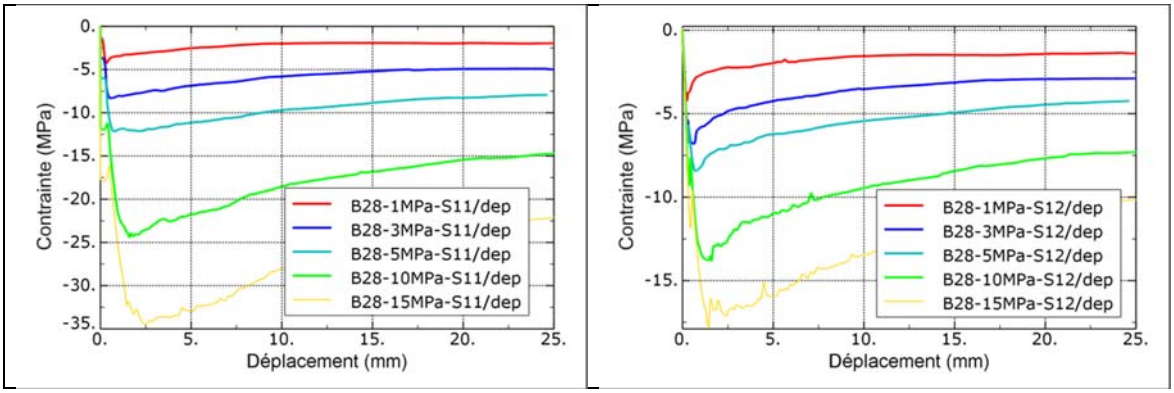


Figure 265 Etats des contraintes dans les éléments à $2h_v$ (B28-C52,5)

Les valeurs de contrainte ayant été corrigées au diamètre minimal de la barre d'acier, les chemins de contraintes à l'interface barre-scellement sont tracés et représentés sur la Figure 266. Sur base de cette figure, les paramètres des surfaces de plasticité initiale et résiduelle ont été identifiés :

Interface	C_{init}	C_0	C_r	ϕ_{init}	ϕ_{final}
B28-C52,5	9,0	1,0	1,0	23,0	23,0

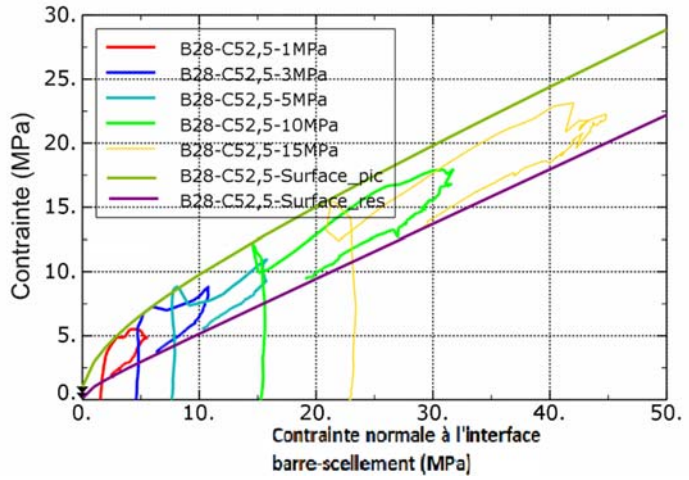


Figure 266 Identification des paramètres de l'élément pour l'interface B28-C52,5

La Figure 267 présente le déplacement radial (dilatance) des éléments à $2h_v$ en fonction du déplacement axial en tête de la barre d'acier. Sur cette figure, les points indiquent le moment où la contrainte normale dans ces éléments atteint sa valeur maximale. La dilatance du modèle d'interface équivalent a été limitée à la valeur maximale pour une contrainte normale à l'interface de 15MPa, valeur maximale pour les essais de Benmokrane et al. (1995). Nous avons donc pris une dilatance maximale égale à 0,075mm.

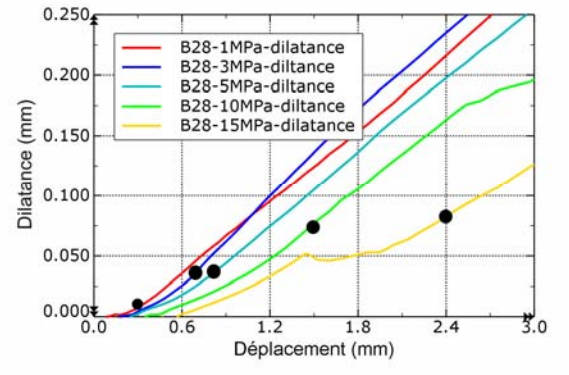


Figure 267 Dilatance de l'interface B28-C52.5 (à modifier)

1.2.3. Interface B32-C52,5

Cette interface, appelée B32-C52,5 est constituée d'une barre de diamètre nominal 32 mm scellée dans un coulis de classe 52,5MPa.

Les résultats des essais numériques réalisés sous 5 contraintes de confinement différentes (0MPa, 3MPa, 5MPa, 10MPa, 15MPa) sont présentés sur les Figure 268 et Figure 269. La Figure 268 présente les courbes de comportement force-déplacement en tête du scellement. La Figure 269 présente l'évolution, en fonction du déplacement en tête du scellement, les contraintes dans les éléments situés à $2h_v$ par rapport au diamètre minimal de la barre d'acier.

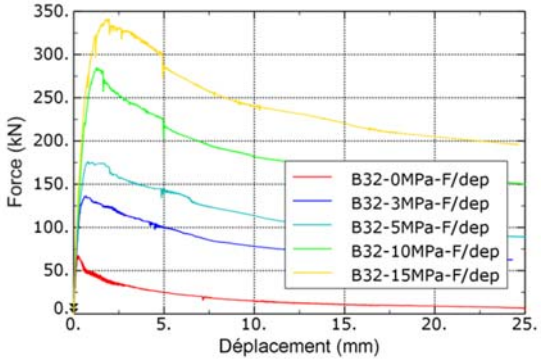


Figure 268 Courbes de comportement en tête de scellement pour B32-C52,5

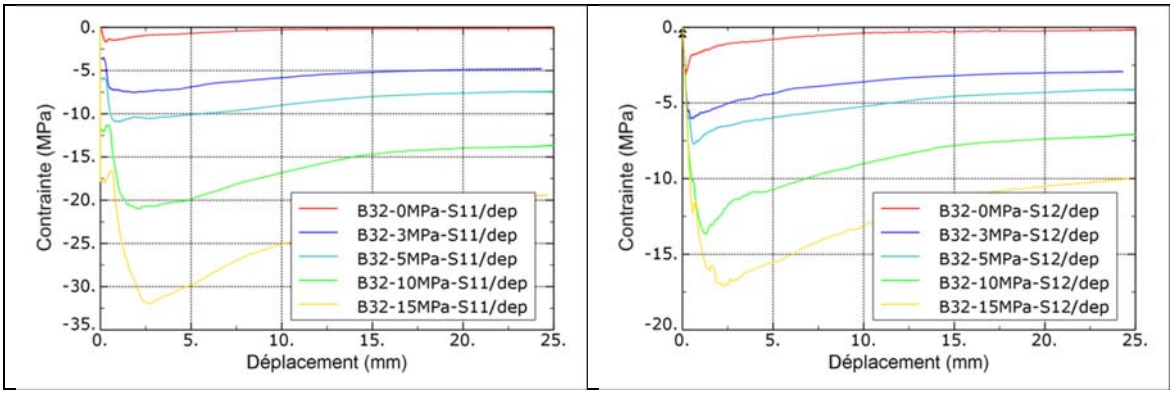


Figure 269 Etats des contraintes dans les éléments à $2h_v$ (B32-C52,5)

Les valeurs de contrainte ayant été corrigées au diamètre minimal de la barre d'acier, les chemins de contraintes à l'interface barre-scellement ont été tracés et représentées sur la Figure 270. Sur base de cette figure, les paramètres des surfaces de plasticité initiale et résiduelle ont été identifiés :

Interface	C_{init}	C_0	C_r	ϕ_{init}	ϕ_{final}
B32-C52,5	9,0	1,0	1,0	24,0	26,0

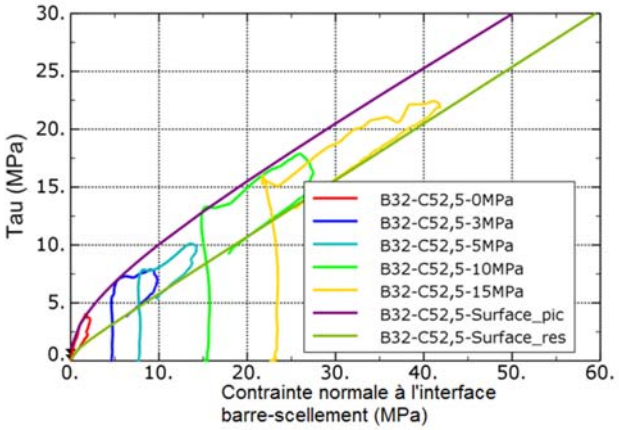


Figure 270 Identification des paramètres de l'élément pour l'interface B32-C52,5

La Figure 271 présente le déplacement radial (dilatance) des éléments à $2h_v$ en fonction du déplacement axial en tête de la barre d'acier. Sur cette figure, les points indiquent le moment où la contrainte normale dans ces éléments atteint sa valeur maximale. La dilatance du modèle d'interface équivalent a été limitée à la valeur maximale pour une contrainte normale à l'interface de 15MPa, valeur maximale pour les essais de Benmokrane et al. (1995). Nous avons donc pris une dilatance maximale égale à 0,10mm.

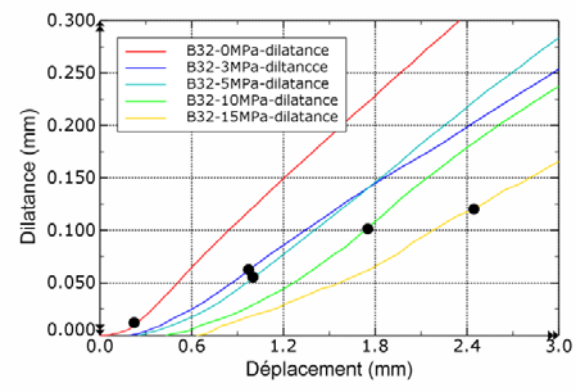


Figure 271 Dilatance de l'interface B32-C52.5

1.2.4. Interface B25-C32,5

Cette interface, appelée B25-C32,5 est constituée d'une barre de diamètre 25mm scellée dans un coulis de classe 32,5MPa.

Les résultats des essais numériques réalisés sous 5 contraintes de confinement différentes (0MPa, 3MPa, 5MPa, 10MPa, 15MPa) sont présentés sur les Figure 272 et Figure 273. La Figure 272 présente les courbes de comportement force-déplacement en tête de la barre. La Figure 273 présente l'évolution, en fonction du déplacement en tête de la barre, des contraintes dans les éléments à $2h_v$ par rapport au diamètre minimal de la barre d'acier.

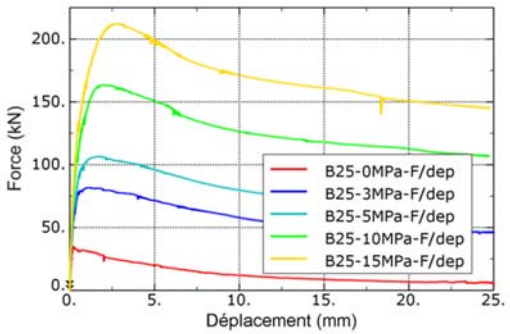


Figure 272 Courbes de comportement pour B25-C32.5

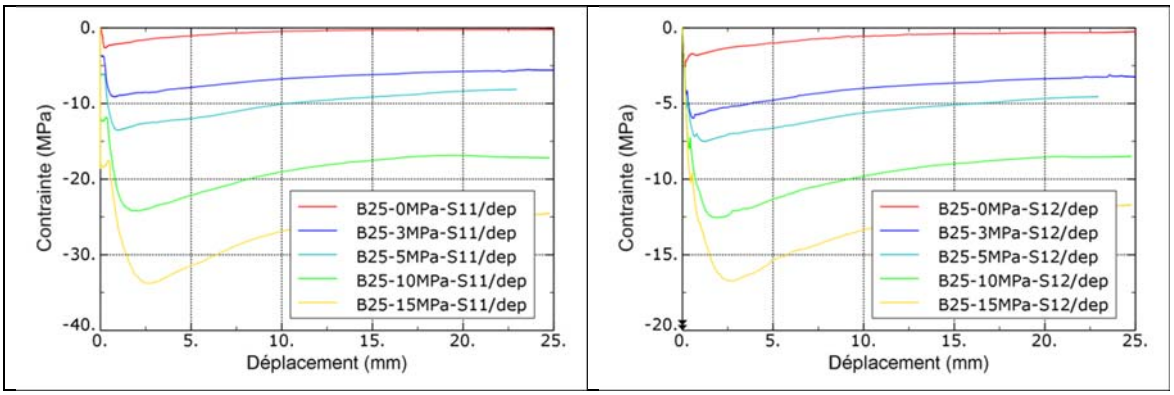


Figure 273 Etats des contraintes dans les éléments à $2h_v$ (B25-C32,5)

Les valeurs de contrainte ayant été corrigées au diamètre minimal de la barre d'acier, les chemins de contraintes à l'interface barre-scellement sont été tracés et représentés sur la Figure 274. Sur base de cette figure, les paramètres des surfaces de plasticité au pic et résiduelle ont été identifiés :

Interface	C_{init}	C_0	C_r	ϕ_{init}	ϕ_{final}
B25-C32,5	6,0	1,0	1,0	21,0	24,0

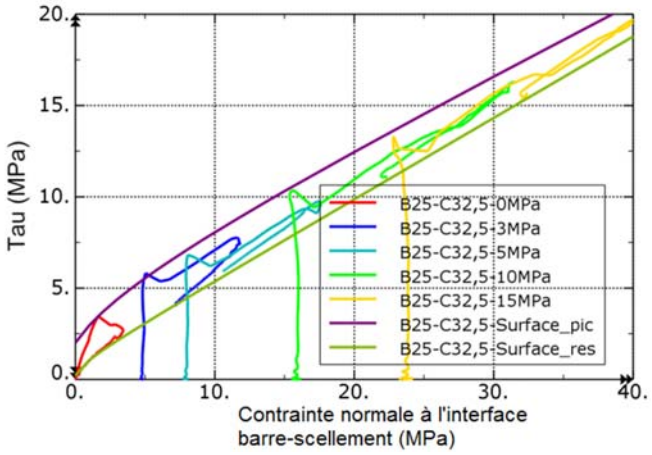


Figure 274 Identification des paramètres de l'élément pour l'interface B25-C32,5

La Figure 275 présente le déplacement radial (dilatance) des éléments à $2h_v$ en fonction du déplacement axial en tête de la barre d'acier. Sur cette figure, les points indiquent le moment où la contrainte normale dans ces éléments atteint sa valeur maximale. La dilatance du modèle d'interface équivalent a été limitée à la valeur maximale pour une contrainte normale à l'interface de 15MPa, valeur maximale pour les essais de Benmokrane et al. (1995). Nous avons donc pris une dilatance maximale égale à 0,075mm.

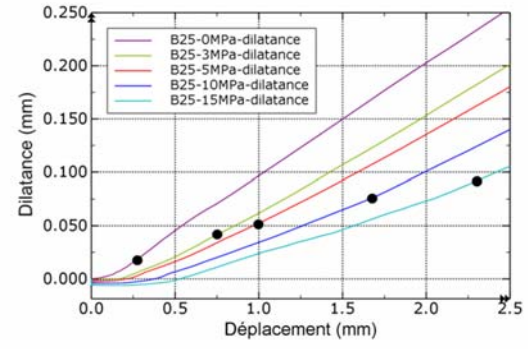


Figure 275 Dilatance de l'interface B25-C32.5

1.2.5. Récapitulatif des différents éléments d'interface paramétrés

Le Tableau 38 résume les paramètres des surfaces de plasticité et de la dilatance pour les éléments d'interface barre-scellement paramétrés pour les combinaisons barre-scellement des

essais in situ ainsi que ceux des essais au laboratoire de Moosavi et al. (2005) et de Benmokrane et al. (1995).

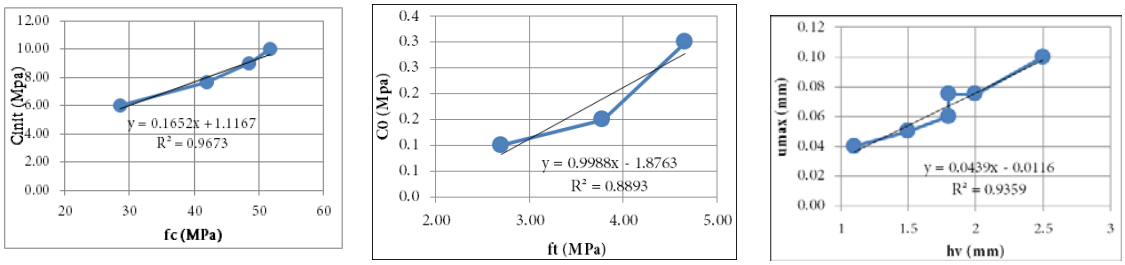
Tableau 38 Résumé des paramètres pour caractériser les surfaces de plasticité et la dilatance

Interface	$C_{init}(MPa)$	$C_0(MPa)$	$C_r(MPa)$	$\Phi_{init}(°)$	$\Phi_{final}(°)$	$\delta_{max}(mm)$
B25-C52,5	9,0	1,0	1,0	21,0	24,0	0,050
B28-C52,5	9,0	1,0	1,0	23,0	23,0	0,075
B32-C52,5	9,0	1,0	1,0	24,0	26,0	0,100
B25-C32,5	6,0	1,0	1,0	21,0	24,0	0,075
Essai de Moosavi	7,7	1,5	1,0	33,0	33,0	0,050
Essais de Benmokrane	10,0	3,0	1,0	26,0	26,0	0,040

D'après le Tableau 38, il est intéressant de noter que :

- la cohésion initiale C_{init} de l'interface est similaire pour les différentes barres dans le même type de scellement. Si on considère la résistance en compression du scellement, on peut noter une influence significative sur cette valeur (Figure 276a).
- la cohésion initiale C_0 à faible contrainte de confinement est influencée par la résistance en traction du scellement. Cette influence est illustrée sur la Figure 276b.
- l'angle de frottement des interfaces est proche de celui donné au matériau de scellement. Cela est cohérent avec le fait que la rupture se fasse en partie par cisaillement dans le scellement.
- la dilatance est influencée par la hauteur des verrous. Plus la hauteur de verrous est grande, plus la dilatance de l'interface est importante. La Figure 276c présente la dépendance de la dilatance à la hauteur de verrous.

Ces observations nous permettent de conclure que les paramètres de la résistance de l'interface (la surface de plasticité) sont fortement liés aux caractéristiques mécaniques du scellement, tandis que la dilatance est liée à la hauteur de verrous.



(a) Relation C_{init} avec f_c (b) Relation C_0 avecf_t (c) Relation dilatance avec h_v

Figure 276 Lien entre les paramètres des éléments d'interface et les caractéristiques de l'interface

Du fait de la modélisation numérique en axisymétrie, il n'est pas tenu compte de la présence de deux zones de méplat le long de la barre d'acier. Nous avons donc proposé d'appliquer un coefficient de réduction sur les paramètres de résistance de l'interface : $C_{init}; C_r; C_0; \tan\phi_{init}; \tan\phi_{final}$. D'après les travaux existants sur le rôle de la surface relative

des verrous (§ 2.1 du chapitre 2), ce coefficient a été choisi comme le rapport entre la valeur réelle de la surface relative de verrous et celle modélisée (Figure 60).

De plus, pour tenir compte de la contractance de l'interface que la modélisation numérique ne permet pas de reproduire (§4.5-chapitre 3), le coefficient de frottement final est divisé par 2.

Le Tableau 39 présente les paramètres finaux des éléments pour les différentes interfaces.

Tableau 39 Paramètres des interfaces barre-scellement et scellement-roche

Symbole	Unité	B25-C52,5	B28-C52,5	B32-C52,5	B25-C32,5
Dtt	[MPa/mm]	50	50	50	50
Dnn	[MPa/mm]	1000	1000	1000	1000
Dnt	[MPa/mm]	0	0	0	0
Dtn	[MPa/mm]	0	0	0	0
ϕ_{init}	[°]	16,5	18,2	18,8	16,5
ϕ_{final}	[°]	9,8	9,3	10,5	9,8
C_{init}	[MPa]	7,0	7,0	7,0	4,6
C_0	[MPa]	0,77	0,77	0,76	0,77
C_r	[MPa]	0,77	0,77	0,76	0,77
L_v	[mm]	12,5	14,0	16,0	12,5
α	[ ]	3,0	3,0	3,0	3,0
ψ	[°]	21,0	22,0	23,0	21,0
δ_{max}	mm	0,05	0,075	0,10	0,075
ϑ	[ ]	0,1	0,1	0,1	0,1

Dans la suite, ces éléments d'interface peuvent être utilisés pour modéliser des essais d'arrachement in-situ.

2. Validation de la modélisation numérique d'un ancrage sur un essai d'arrachement in-situ

L'essai d'arrachement n°3.1 réalisé sur le site de Montagnole (R3) a été modélisé pour tester l'aptitude du modèle d'interface. L'interface pour cet essai était de type B25-C52,5.

2.1.1. Géométrie, conditions aux limites et maillage :

La Figure 277 présente le modèle axisymétrique pour un essai d'arrachement in-situ. Sur cette figure, la géométrie des matériaux et des interfaces, ainsi que les conditions aux limites sont représentées.

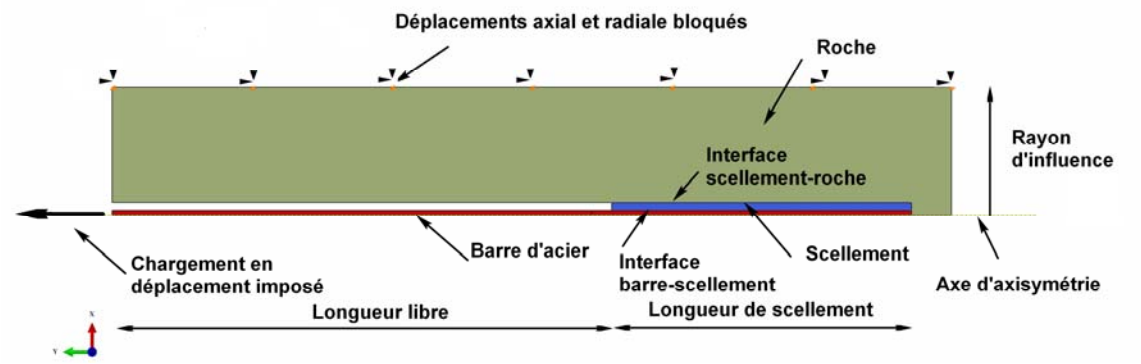


Figure 277 Géométrie de la modélisation numérique des essais d'arrachement in-situ

Le modèle numérique est composé de 3 matériaux (acier, scellement et roche) et de deux interfaces ayant des épaisseurs nulles (interface barre-scellement et interface scellement-roche). La barre d'acier a été modélisée avec son diamètre minimal d_b et une longueur totale de 2,0m. Le scellement a été modélisé avec son diamètre d_g et sa longueur effective L_s déterminée à l'issue de l'analyse des mesures de la fibre optique. Pour la roche, elle a été modélisée avec un diamètre égal à 10 fois le diamètre du forage ($d_r = 10d_g$), car selon les recommandations de Li & Stillborg (1999) au-delà de cette zone, l'influence de l'action de la barre est nulle. De plus, du fait de la rigidité du massif rocheux, tous les déplacements à l'extérieur de la roche ont été bloqués.

Le modèle a été maillé par des éléments axisymétriques triangulaires. La taille des éléments est de l'ordre de 1,0mm pour le scellement, de 1,5mm à 3,0mm pour la barre d'acier et de 3,0mm à 20mm pour la roche. La Figure 278 présente le maillage du modèle avec un zoom sur la zone scellée.

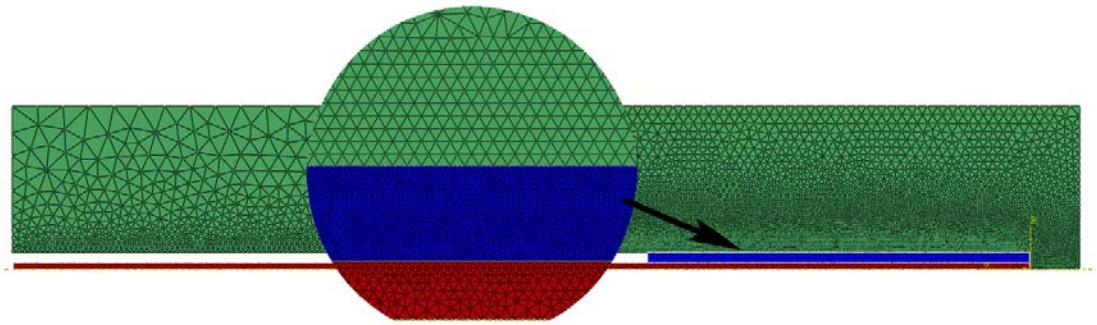


Figure 278 Maillage du modèle

2.1.2. Modèles de comportement des matériaux et des interfaces

Comportement de l'acier

Le niveau de sollicitation théorique ayant été choisi pour la modélisation numérique au plus égal à la limite élastique de l'acier pour les essais d'arrachement, nous avons considéré un comportement élastique pour la barre d'acier.

Comportement du scellement

Le coulis de scellement a été modélisé avec le modèle CDP. Les paramètres du modèle sont présentés au Tableau 37. Pour le comportement en traction, le modèle a été adapté à la taille des éléments.

Comportement de la roche

Le Tableau 40 résume les propriétés mécaniques de la roche, déterminées par les essais de caractérisation (§2.2-chapitre 4). Dans cette modélisation, on considère un comportement élastique de la roche.

Tableau 40 Propriétés mécaniques de la roche

Propriétés	Symbol	Unité	Valeur
Module de Young	E_r	[GPa]	60,5
Coefficient de Poisson	ν_r	[ ]	0,26
Résistance en traction	R_t	[MPa]	6,9
Résistance en compression	R_c	[MPa]	103,4

Comportement de l'interface scellement-roche

Le contact entre le scellement et la roche a été considéré comme cohésif. Cette hypothèse vient du fait que la résistance au cisaillement de cette interface est assez élevée (de l'ordre de 3,5MPa) due à l'adhésion chimique entre le béton et le coulis de ciment (BSI 1989)

Comportement de l'interface barre-scellement

L'interface utilisée dans cette modélisation est l'interface B25-C52,5 dont les paramètres se trouvent dans le Tableau 39.

2.1.3. Chargement

La barre a été soumise à un déplacement imposé en tête avec une valeur maximale de 25mm.

Afin d'éviter les problèmes de convergence liés à la rupture du scellement en tête, la simulation de ces essais a été effectuée sous Abaqus/Explicit, avec un incrément de temps suffisamment petit.

2.2. Résultats de la modélisation numérique et comparaison avec les résultats expérimentaux

L'ancrage pour l'essai d'arrachement n°3.1 était constitué d'une barre de diamètre 25mm, scellée au coulis de ciment de classe 52,5MPa (E/C =0,45) dans un forage de diamètre 64mm. D'après l'analyse sur des mesures de la fibre optique pour cet essai, la longueur de scellement effective était de 0,75m,

Les résultats de la modélisation numérique de l'essai d'arrachement sont présentés en termes de courbe de comportement de l'ancrage, de mécanismes de rupture et de mobilisation des contraintes le long de l'interface barre-scellement.

Courbes de comportement

La Figure 279 présente la courbe de comportement force-déplacement appliquée en tête de la barre à l'issue de la modélisation (Model-CDP-Essai 3-1) ainsi que les points de la courbe de comportement obtenus expérimentalement.

Dans un premier temps, on peut noter que le modèle numérique développé permet de reproduire correctement l'allure obtenue par les points de mesure de l'essai d'arrachement in situ. Toutefois, l'acier étant considéré élastique, l'essai d'arrachement numérique atteint une valeur au pic qui est deux fois supérieure à la résistance de la barre d'acier. Pour cet ancrage, c'est donc la résistance de la barre qui définit la résistance de l'ancrage.

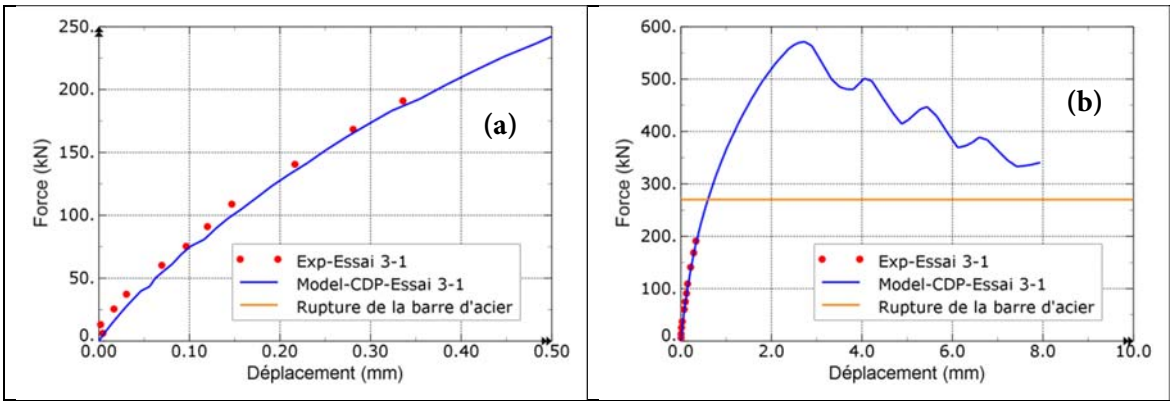


Figure 279 Courbes de comportement force-déplacement en tête du scellement
(a) Comparaison entre la modélisation et le calcul par fibre optique
(b) Courbe de comportement au-delà de la rupture de l'ancrage

Mécanismes de rupture de l'ancrage

L'ancrage peut développer différents mécanismes de rupture lorsqu'il est sollicité en traction : la rupture des matériaux, mais également la rupture des interfaces. Nous avons négligé ici la rupture de la barre en acier. Notre analyse s'est donc focalisée sur les autres mécanismes de rupture possibles :

- Dans le scellement et dans la roche : la Figure 280 présente la variable d'endommagement en traction pour différents chargements en tête du scellement. On peut noter que les fissures radiales dans le scellement apparaissent très tôt lors du chargement et se multiplient quand la force appliquée augmente. La distance entre ces fissures est plus ou moins constante et égale à 40 mm, soit 3 fois la distance entre verrous : cela correspond à la longueur de l'interface utilisée pour le calage de l'élément. Malgré l'apparition de ces fissures, le scellement continue à reprendre les efforts en compression et en cisaillement, sauf le petit morceau en tête du scellement qui atteint la rupture car les déplacements ne sont pas empêchés en tête. Les déformations excessives ainsi induites en tête du scellement justifient le problème numérique de non-convergence à un certain niveau de chargement.

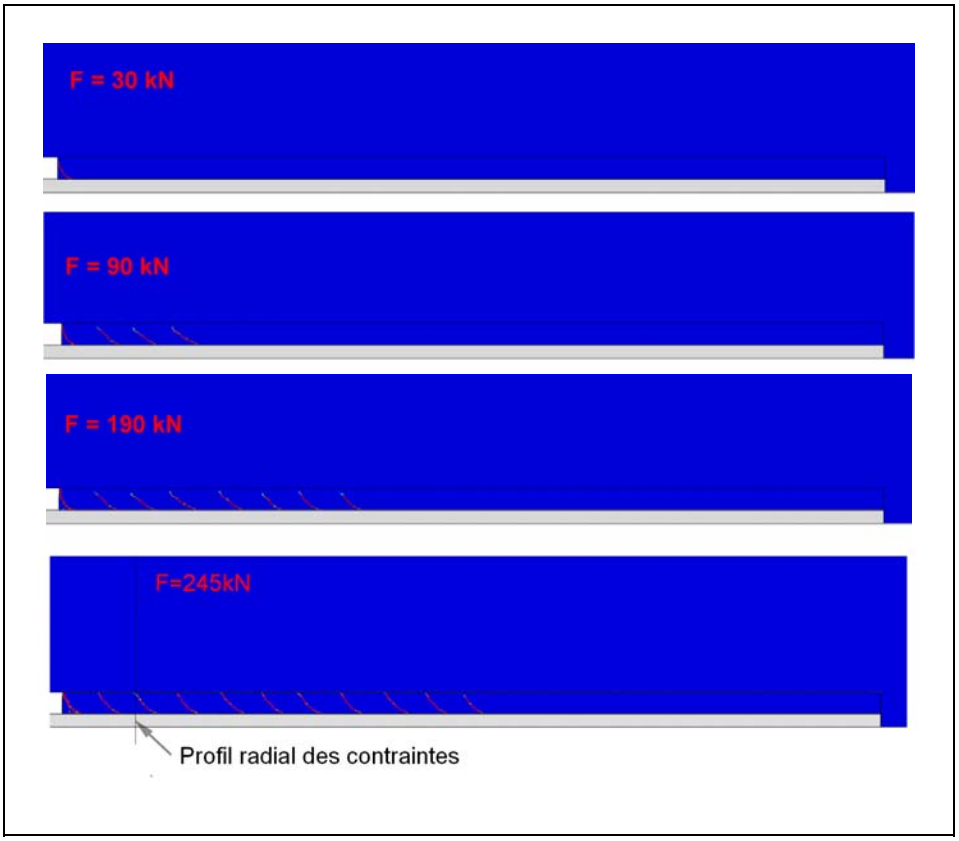


Figure 280 Fissuration dans le scellement à différents niveaux de chargement en tête du scellement

Par ailleurs si on regarde les profils radiaux des contraintes (Figure 281) à un chargement de 245kN en tête du scellement (Figure 280), l'endroit où la contrainte tangentielle à l'interface barre-scellement atteint sa valeur maximale, on remarque que les contraintes orthoradiales (S33) à travers les 3 matériaux (acier, scellement, roche) restent inférieures à leur résistance en traction ($f_t = 2{,}7MPa$ pour le coulis de ciment-Tableau 37, $R_t = 6{,}9MPa$ pour la roche-Tableau 40). La dilatance de l'interface barre-scellement ne provoque donc pas de fissure longitudinale dans le scellement et dans la roche. Cette constatation permet de confirmer a posteriori le choix du modèle CDP avec le radoucissement adapté à la taille d'éléments du scellement.

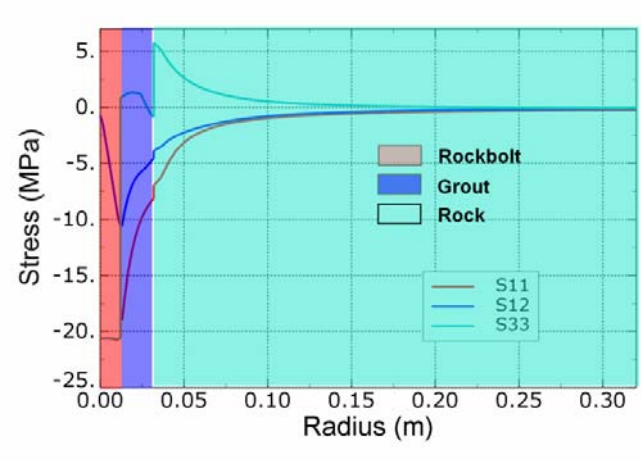


Figure 281 Profils radiaux des contraintes en tête du scellement au chargement de 245kN

- A l'interface scellement-roche : on peut constater sur la Figure 281 que la contrainte de cisaillement à l'interface scellement-roche (S12) est de l'ordre de 3,5MPa. Si on considère que la cohésion du contact scellement-roche c_{g-r}=3,5MPa d'après BS 8081 :1989-Tableau 12 et un angle de frottementϕ_{r-g} égale à l'angle de frottement du scellement, la résistance de l'interface scellement-roche est donc $\tau_{g-r}^{\max} = c_{r-g} + \sigma \tan \phi_{r-g} = 3{,}5 + 7{,}0 \times \tan(23°) = 7{,}0MPa > 3{,}5MPa$). Il n'y a donc pas de rupture à l'interface scellement-roche.
- A l'interface barre-scellement : la barre étant considérée avec un comportement élastique, la contrainte de cisaillement étant plus élevée à cette interface, la rupture doit effectivement se faire progressivement à l'interface barre-scellement jusqu'à l'arrachement de la barre d'acier. Afin de mieux comprendre ce mécanisme de rupture, nous avons extrait de la modélisation numérique, le profil des contraintes tangentielle et normale à cette interface afin de les comparer avec les mesures de la fibre optique.

Mobilisation des contraintes le long de l'interface barre-scellement et comparaison des résultats avec les mesures de la fibre optique

La Figure 282 présente les profils de contraintes de cisaillement le long de l'interface barre-scellement pour différents niveaux de chargement en tête du scellement. La Figure 283

présente en parallèle les profils de contraintes normales associées. Sur la Figure 282, les profils de contraintes de cisaillement obtenus par l'analyse des mesures de la fibre optique sont également tracés.

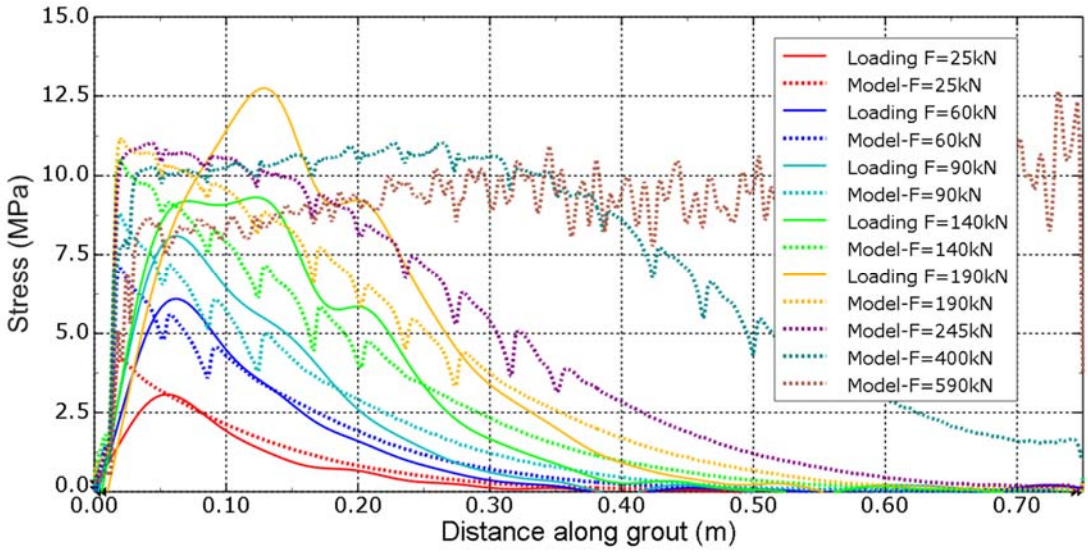


Figure 282 Profils de contraintes de cisaillement le long de l'interface barre-scellement

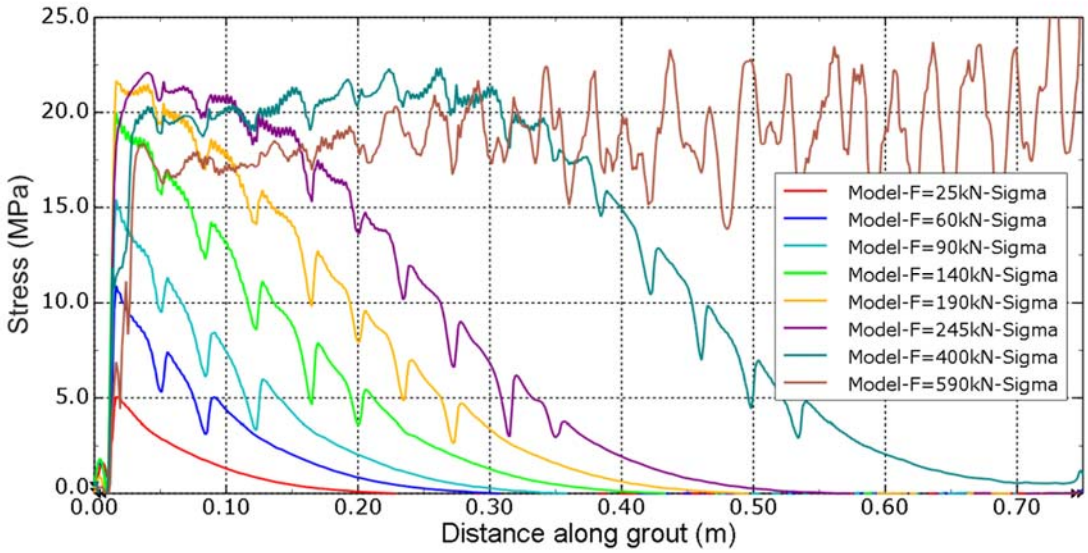


Figure 283 Profils de contraintes normales le long de l'interface barre-scellement

De ces deux figures, on peut tirer les observations suivantes :

- la Figure 282 nous montre que la modélisation avec le modèle d'interface reproduit bien les résultats de la fibre optique, notamment pour de petits chargements, non seulement en termes de forme mais également de contrainte de cisaillement maximale. Le décalage de la valeur maximale entre les profils numérique et expérimental augmente quand la force appliquée augmente. Ce décalage peut être expliqué par la présence pour l'essai d'un bouchon en tête du scellement et donc de la qualité de

l'encastrement en tête non connue. Ainsi la zone réellement dégradée du scellement est de l'ordre de 12,5cm, en comparaison avec la longueur de 2,5cm prévue par le modèle numérique. De plus, la légère flexion en tête relevée pour l'essai in situ pourrait contribuer à ce décalage, le chargement se rapprochant de la limite élastique de la barre d'acier (245kN).

- sur les profils numériques de contrainte de cisaillement, on peut observer qu'il y a régulièrement des chutes brutales de la valeur et que la distance entre deux chutes consécutives correspond à la distance entre deux fissures radiales déjà présentées sur la Figure 280. Cette fissuration radiale apparait lorsque la contrainte de cisaillement dépasse 5 MPa. Par ailleurs les contraintes de cisaillement rattrapent rapidement leur valeur après la chute si bien que cela ne modifie pas l'allure globale des profils de contraintes de cisaillement. La forme des profils de contraintes de cisaillement pour les faibles valeurs (<5MPa, avant la fissuration) a une relation exponentielle. Par contre, dans la zone fissurée, elle présente une relation plus tôt linéaire. Les fissures diminuent la rigidité du système et augmentent donc la déformabilité du scellement. Par conséquent l'hypothèse de certains auteurs (Farmer,1975, Li & Stillborg,1999) qui considèrent une relation exponentielle jusqu'à la valeur de pic ne semble pas être justifiée.
- d'après la modélisation numérique, l'interface barre-scellement semble commencer à se dégrader en tête vers le chargement de 140kN car la contrainte tangentielle se stabilise. En fait, la contrainte de cisaillement dépend de la contrainte normale à l'interface. Celle-ci, présentée sur la Figure 283, est le résultat du processus de dilatance à l'interface barre-scellement. Pour un chargement de 140kN, la dilatance en tête du scellement atteint la valeur imposée de 0.05mm : la contrainte normale n'augmente plus et atteint la valeur maximale de 20MPa. La contrainte de cisaillement est alors plafonnée à 11,0MPa. En profondeur, à ce stade de chargement, la dilatance n'a pas encore commencé à des profondeurs supérieures à 0,4m car la contrainte normale est toujours égale à 0MPa. Quand la force appliquée augmente, les zones en profondeur sont de plus en plus mobilisées. Ainsi, quand la force appliquée est égale à la limite élastique de la barre d'acier, soit 245kN, le processus de dilatance s'initie à une profondeur dans le scellement de 0,55m. Pour cet essai, la longueur de scellement efficace est donc de 0.55m : au-delà, le mécanisme de rupture sera la rupture de la barre d'acier.

3. Conclusions

Le présent chapitre a présenté la modélisation d'un essai d'arrachement réalisé en grandeur réel. Celle-ci a été effectuée en deux étapes :

- la première étape a consisté à déterminer les paramètres du modèle d'interface pour les différentes combinaisons de barre et de coulis employées pour les essais in situ. Le calage des paramètres du modèle a montré que les propriétés mécaniques du scellement ont une grande influence sur les paramètres de la surface de plasticité de l'interface : l'angle de frottement est très proche de l'angle de frottement du matériau de scellement, la cohésion C_{init} pour de hautes contraintes de confinement dépend significativement de la résistance en compression, tandis que la cohésion C_0 pour de faibles contraintes de confinement est plutôt liée à la résistance en traction du matériau.
  Quant à l'influence du type de barre d'acier, ou plus précisément de la taille des verrous, elle a une grande influence sur la dilatance de l'interface : plus elle est grande, plus la dilatance de l'interface est importante.

- dans la deuxième étape, un essai d'arrachement in-situ a été modélisé avec le modèle d'interface proposé. Cette modélisation a donné de bons résultats par rapport aux mesures expérimentales par fibre optique, non seulement en termes de comportement global en tête du scellement mais également de mobilisation des contraintes le long de l'interface barre-scellement. Cela a permis une meilleure compréhension du comportement des ancrages, en particulier du rôle de la dilatance à l'interface barre-scellement et des mécanismes de rupture. A partir de la tête de scellement, avec le chargement axial, il se développe une fissuration progressive dans le scellement. L'allure de la contrainte tangentielle à l'interface le long de la barre tend alors à se linéariser par rapport à une allure exponentielle dans la zone d'interface encore non endommagée. Lorsque la rupture de l'interface intervient, la contrainte présente un palier.

Conclusions et perspectives

Les ancrages passifs scellés au rocher sur toute leur longueur sont un dispositif largement utilisé dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. Cet ouvrage géotechnique permet en particulier de fixer les dispositifs de protection contre les chutes de blocs dans un terrain rocheux. Or le comportement de ce type d'ancrage étant très complexe, il n'existe pas de théorie permettant de justifier les règles de conception appliquées jusqu'ici (longueur scellée, épaisseur de matériau de scellement, résistance du matériau de scellement…). Les méthodes de dimensionnement actuelles se basent donc sur des approches simplifiées de type multi-critères qui considèrent de manière indépendante les différentes ruptures possibles de la roche, du scellement, de l'acier et des deux interfaces barre-scellement et scellement-roche. Ce travail a donc proposé d'étudier plus précisément le comportement de ce type d'ouvrage. Nous nous sommes attachés particulièrement à la réponse dans le cadre d'une sollicitation axiale.

Pour étudier le comportement d'un ancrage sous sollicitation axiale, les matériaux acier, scellement et roche étant connus par ailleurs, il s'agit de définir le comportement aux interfaces. Dans un premier temps, ce travail de thèse a consisté en l'étude bibliographique des modèles existants pour caractériser le comportement de l'interface barre-scellement. Il a ainsi été identifié que les modèles proposés sont des modèles empiriques ou semi-empiriques qui nécessitent de réaliser des essais à l'arrachement pour déterminer les paramètres du modèle. Or si les études expérimenales soulgnent le fait que le comportement à l'interface barre-scellement soit être appréhendé non seulement tangentiellement mais également radialement, seul le modèle de Blanco Martin (2012) tente de décrire le comportement radial. De plus, les paramètres des modèles dépendent des conditions de confinement, ce qui ne permet pas de généraliser les modèles proposés. Il a donc été proposé dans la suite du travail, de développer numériquement un modèle de comportement tangentiel et radial de l'interface barre-

scellement sur une portion d'ancrage sur la base des travaux de Moosavi et al. (2005), puis d'utiliser ce modèle d'interface pour modéliser numériquement un ancrage réel sollicité en traction.

Pour cela, un élément d'interface barre-scellement a été établi. Ce développement s'est basé sur la modélisation numérique d'essais d'arrachement sur des barres scellées sur de faibles longueurs et représentées avec leur géométrie réelle. Il a été effectué selon 3 étapes principales.

. Premièrement, une attention particulière a été portée au matériau de scellement qui assure la transmission de l'effort entre la barre et la roche. Afin de reproduire les différents mécanismes de rupture intervenant dans le scellement, après une analyse des modèles de comportement existants, nous avons choisi le modèle CDP. L'endommagement et les ruptures en compression et en traction ont mis en avant des effets d'échelle en compression et en traction. Nous avons pris en compte ces effets d'échelle par une approche en énergie d'écrasement pour la rupture en compression et par une approche en énergie de fissuration pour la rupture en traction. En compression, la dimension caractéristique du scellement a été prise égale à la longueur de la biellette qui se crée dans le scellement et l'énergie d'écrasement a été choisie en relation avec la résistance en compression du matériau selon Carpinteri et al. (2011a). En traction, la relation contrainte-déformation a été adaptée à l'épaisseur de la bande cohésive considérée afin d'assurer un bon niveau de dissipation de l'énergie de fissuration. Une subroutine a donc été écrite pour ajuster automatiquement le radoucissement du comportement en traction à la taille des éléments. Par ailleurs, dans un calcul implicit, il est difficile d'assurer la convergence numérique en cas de grandes déformations, de plastification du scellement et de complexité du contact acier-scellement. Nous avons donc opté pour un schéma d'intégration explicit dans le temps (Abaqus/Explicit) pour surmonter ces difficultés. La modélisation numérique des essais de Moosavi et al. (2005) s'est avérée cohérente avec les résultats expérimentaux, que ce soit vis-à-vis des contraintes et des déformations mesurées ou des dégradations observées. Les différents mécanismes de déformation et de rupture intervenant au niveau du matériau de scellement semblent avoir été bien reproduits par le modèle de comportement choisi.

Dans un deuxième temps, à partir des résultats de la modélisation numérique, nous avons pu déterminer les états de contraintes et de déplacements à l'interface barre-scellement, ce qui nous a permis de caractériser le comportement à l'interface barre-scellement, à savoir de type cohésif endommageable avec frottement. Le comportement se décompose ainsi en 4 phases : élasticité, plasticité avec dilatance, endommagement et résiduel.

Enfin dans une troisième partie, sur la base de ces analyses du comportement à l'interface, un modèle de comportement de l'interface barre-scellement selon la théorie élastoplastique a été proposé et implémenté dans le logiciel Abaqus. Ce modèle permet de reproduire non seulement le comportement tangentiel mais également la dilatance de l'interface. Il permet en particulier d'en limiter la valeur contrairement au modèle avec verrous. Ce modèle dépend de paramètres qui ont un sens physique. Une procédure rigoureuse de détermination de ces paramètres a été proposée sur la base de la représentation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale à l'interface barre-

scellement permettant de reproduire les chemins de contraintes. Ce modèle d'interface a ensuite été utilisé pour modéliser des essais d'arrachement réalisés en laboratoire sur barres courtes. La reproduction assez fidèle de la résistance de l'ancrage par comparaison aux résultats expérimentaux, que ce soit sous contrainte de confinement constante pour les essais de Moosavi et al. (2005) ou sous rigidité de confinement constante pour les essais de Benmokrane et al. (1995), a permis de valider le modèle.

En parallèle, afin de valider la modélisation numérique mais également d'initier une étude paramétrique du comportement d'un ancrage sollicité axialement, une campagne d'essais d'arrachement en vraie grandeur a été réalisée en faisant varier le type de barre, la résistance du coulis, l'épaisseur de scellement, la longueur scellée. Les influences de la canule d'injection et de la chaussette géotextile ont également été étudiées. Certaines barres équipées de fibre optique ont permis d'observer finement la mobilisation de l'interface entre la barre d'acier et le scellement lors de la mise en charge axiale.

Dans nos conditions d'essais, il n'est pas noté d'effet de la longueur de scellement ou de la résistance du coulis de scellement sur la résistance de l'ancrage. C'est le rapport diamètre de la barre/diamètre du forage ou la résistance du coulis qui tend à rigidifier le comportement de l'ancrage. Pour un rocher résistant et homogène, la longueur de scellement efficace est au maximum de 65cm pour les diamètres de barres usuels. Enfin il faut souligner qu'une sollicitation axiale même faible suffit à endommager l'interface barre-scellement et à modifier significativement le comportement de l'ancrage et sa résistance ultime à l'arrachement. Par ailleurs il n'a pas été noté d'influence de la canule d'injection. Concernant la chaussette géotextile, il a été mis en évidence l'importance des conditions de mise en œuvre pour maintenir un niveau de résistance équivalent de l'ancrage.

Ces observations expérimentales ont été comparées aux résultats de la simulation numérique d'un essai d'arrachement in-situ avec l'aide de l'élément d'interface développé. La modélisation numérique donne de bons résultats à la fois en termes de comportement global de l'ancrage et d'états de contrainte et de déplacement à l'interface barre-scellement. La rupture s'initie par de la fissuration dans le matériau de scellement au niveau de la tête du scellement jusqu'à la rupture à l'interface. Les mécanismes de rupture se propagent en profondeur le long de la barre avec le chargement.

Cette comparaison a permis de valider le modèle numérique développé, en particulier les éléments d'interface et d'offrir de nouvelles perspectives pour l'étude du comportement d'un ancrage passif scellé au rocher.

A l'issue de ce travail de thèse, plusieurs pistes d'amélioration et de prolongation peuvent être envisagées à la fois sur les plans expérimental et numérique :

- La première perspective concerne le paramétrage du modèle d'interface proposé. Dans ce travail de thèse, les paramètres du modèle d'interface ont été calibrés sur la base d'essais numériques sous pression de confinement constante. Par la suite, l'étude de sensibilité sur des essais sous pression de confinement a montré qu'il n'y a pas

d'influence des paramètres qualifiant le comportement dilatant de l'interface (notamment la rigidité normale, l'angle de dilatance, la dilatance maximale) sur la résistance de l'ancrage. Cependant, les paramètres mentionnés pourraient avoir une influence dans le cas d'essais sous condition de confinement à rigidité constante. Il est nécessaire de tester l'influence de ces paramètres par une étude de sensibilité, par exemple sur les essais de Benmokrane et al. (1995), pour une meilleure compréhension et donc un meilleur paramétrage de ces paramètres.

- Deuxièmement, il serait intéressant de modéliser l'ensemble des essais in-situ et de comparer les résultats numériques avec les mesures de la fibre optique. Cette comparaison permettra de valider le modèle d'interface développé dans différentes configurations géométriques (diamètre du forage, diamètre de la barre d'acier) et ensuite de compléter les premières annalyses de l'étude paramétrique.

- Troisièmement, le travail présenté jusqu'à présent a été réalisé dans des roches (ou équivalent) de moyenne à haute résistance (béton, granite), et jamais dans une roche tendre. Il s'avère donc nécessaire de poursuivre l'étude par la réalisation expérimentale et numérique d'essais d'arrachement en roche tendre pour étudier l'influence de la rigidité de confinement du milieu encaissant.

- Enfin, sur sites, les ancrages peuvent être soumis à des sollicitations dynamiques ou répétées. Or, d'après nos observations, lorsque les ancrages sont soumis à des chargements successifs, les interfaces ou les matériaux constituants sont endommagés à chaque chargement. Cela peut donc conduire à la rupture prématurée de l'ancrage. Il serait donc intéressant d'étudier numériquement le comportement de l'ancrage sous ce type de chargement.

A l'issue de ces études, il devrait être possible d'établir des abaques pour la longueur de scellement efficace des ancrages passifs sous une sollicitation axiale en fonction des caractéristiques des ancrages. Ces abaques constitueraient un outil d'aide au dimensionnement des ancrages utilisés pour la fixation des dispositifs de protection.

Bibliographie

Abaqus, 2012. *Abaqus analysis user's manual. Dassault Systèmes.*, Available at: http://www.maths.cam.ac.uk/computing/software/abaqus_docs/docs/v6.12/books/usb/default.htm.

AFTES, 2014a. Recommandations de l'AFTES GT30 relatives à la conception et au dimensionnement du boulonnage radial. *Version travail*.

AFTES, 2014b. Recommandations de l'AFTES GT6R4F1: Technologie du boulonnage. *Tunels et espace souterrain*, n°241(Janvier/Février).

Assali, P., 2014. *Thèse: Modélisation géostructurale 3D de parois rocheuses en milieu ferroviaire - Application aux Ouvrages en Terre*. Université de Strasbourg.

Ballivy, G. & Dupuis, M., 1980. Laboratory and field evaluation of the bonding strength of grouted rock anchors. *Underground Rock Engineering*, 22, pp.97–102.

Bazant, Z. & Oh, B., 1983. Crack band theory of concrete. *Materials and Structures*, 16, pp.155–177.

Bazant, Z.P., 1999. Size Effect on Structural Strength: A Review. *Archive of Applied Mechanics*, 69, pp.703–725.

Bažant, Z.P., 2002. Concrete fracture models: testing and practice. *Engineering Fracture Mechanics*, 69(2), pp.165–205. Available at: http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0013794401000844.

Bažant, Z.P., 1984. Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal. *Journal of Engineering Mechanics*, 110(4), pp.518–535.

Bazant, Z.P. & Planas, J., 1997. *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials* New Direct., CRC Press, 1997.

Bažant, Z.P. & Yu, Q., 2004. Size Effect in Fracture of Concrete Specimens and Structures: New Problems and Progress. *FraMCoS-5, 5th Int. Conf. on Fracture Mech. of Concrete and Concr. Structures*, 1, pp.153–162.

Benmokrane, B., Chennouf, A. & Mitri, H.S., 1995. Laboratory evaluation of cement-based grouts and grouted rock anchors. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 32(7), pp.633–642.

Bensted, J. & Barnes, P., 2001. *Structure and performance of cements* Second edi., Spon Press,

2002.

Blanco Martín, L. et al., 2013. Assessment of the bolt-grout interface behaviour of fully grouted rockbolts from laboratory experiments under axial loads. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 63, pp.50–61.

Blanco Martín, L., 2012. *Ph.D. thesis: Theorical and experimental study of fully grouted rockbolts and cablebolts under axial loads*. Ecole nationale supérieure des mines de Paris.

Bourriot, J., 2013. *Quelques solutions pour augmenter la pérenité des ouvrages*, Formation ENTPE.

BS 8081, 1989. *Code of practice for ground anchorages*, BSI.

BSI, 1989. *BS 8081:1989. Ground anchorages*,

Cai, Y., Esaki, T. & Jiang, Y., 2004. A rock bolt and rock mass interaction model. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(7), pp.1055–1067.

Carpinteri, a., Corrado, M. & Paggi, M., 2011. An Analytical Model Based on Strain Localisation for the Study of Size-Scale and Slenderness Effects in Uniaxial Compression Tests. *Strain*, 47(4), pp.351–362. Available at: http://doi.wiley.com/10.1111/j.1475-1305.2009.00715.x.

CEMAGREF, 2004. *Ancrages passifs en montagne: Conception, Rélisation, Contrôle*, Centre national du machinisme agricole du génie rural, des eaux et des forêts.

CETU, 1998. *Dossier pilote des tunnels génie civil. Section 3: Conception et dimensionnement*, Centre d'Etudes des Tunnels.

CETU, 2005. *Mécanique des Roches et Travaux Souterrains: Cours et exercices corrigés*, Centre d'Etudes des Tunnels.

CFMR, 2004. *Manuel de mécanique des roches: Tome 2 : Les applications*, Presses de l'Ecole des Mines.

Charlier, R., 2009. *Lois d'endommagement*, Notes de cours.

Charlier, R., 2000. *Modélisation du comportement des géomatériaux*, Note de cours.

Chunlin Li, C., 2010. A new energy-absorbing bolt for rock support in high stress rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47(3), pp.396–404.

Ciampi, V., Bertero, V. & Popov, E., 1981. Analytical Model tor Deformed Bar Bond under Generalized Excitations. In *Proceedings IABSE Colloquium an "Advanced Mechanics in Reinforced Concrete."* Delft, pp. 53–67. Available at: http://elib.uni-stuttgart.de/opus/volltexte/2012/7430/.

Coulomb, C.A., 1776. *Essai sur une application des r{è}gles de maximis & minimis {à} quelques probl{è}mes de statique, relatifs {à} l'architecture*, De l'Imprimerie Royale.

Cox, J. V & Herrmann, L.R., 1998. Development of a plasticity bond model for steel reinforcement. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 3(2), pp.155–180. Available at: http://doi.wiley.com/10.1002/(SICI)1099-1484(199804)3:2<155::AID-CFM45>3.0.CO;2-S [Accessed November 12, 2014].

Davidovici, V., 1995. *Formulaire du béton armé. Volume 1: Calculs* L. Moniteur, ed.,

Drucker, D.C. & Prager, W., 1952. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of applied mathematics*, 10(2), pp.157–165.

DSI, 2012. *Systèmes géotechniques DYWIDAG*, Available at: http://www.dywidag-systems.de/uploads/media/DSI_SUSPA-Systems_DYWIDAG-Geotechnische-

Systeme_de_02.pdf.

Eligehausen, Popov & Bertéro, 1983. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. *Proceedings of the 7th European Conference on Earthquake Engineering*, 10, pp.69–80. Available at: http://nisee.berkeley.edu/elibrary/Text/132000389.

Farmer, I.W., 1975. Stress distribution along a resin grouted rock anchor. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 12(11), pp.347–351.

Fau, D., 1987. *Thèse: Le clouage des sols. Application au soutènement de fouille*. L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Ferrero, A.M., 1995. The Shear Strength of Reinforced Rock Joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 32(6), pp.595–605.

Fib, 1993. *Model Code 1990*, Thomas Telford Ltd.

Fib, 2000. *Bond of Reinforcement in Concrete: State-of-the-art report*, International Federation for Structural Concrete (fib), 2000.

Fib, 2013. *Model code for concrete structures 2010*, International Federation for Structural Concrete (fib), 2012.

Grasselli, G., 2005. 3D behaviour of bolted rock joints: Experimental and numerical study. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42(1), pp.13–24.

Grassl, P., 2009. On a damage-plasticity approach to model concrete failure. , pp.1–17. Available at: http://eprints.gla.ac.uk/38412/.

Haberfield, C.M. & Baycan, S., 1997. Field Performance of the Grout/Rock Interface in Anchors. In *Ground anchorages and anchored structures*. Thomas Telford Ltd, pp. 45–54.

Hillerborg, a., Modéer, M. & Petersson, P.-E., 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6(6), pp.773–781.

Hoek, E. & Brown, E.T., 1980. Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 106(ASCE 15715).

Hyett, A.J. et al., 1995. A Constitutive Law for Bond Failure of Fully-grouted Cable Bolts Using a Modified Hoek Cell. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 32(I), pp.11–36.

Hyett, A.J., Bawden, W.F. & Coulson, A.L., 1992. Physical and mechanical properties of normal Portland cement pertaining to fully grouted cable bolts. In Kaiser & McCreath, eds. *Proceeding of the International Symposium on Rock Support*. Rotterdam: Balkema,1992, pp. 341–348.

Hyett, A.J., Bawden, W.F. & Reichert, R.D., 1992. The effect of rock mass confinement on the bond strength of fully grouted cable bolts. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 29(5), pp.503–524.

Jansen, D.C. & Shah, S.P., 1997. Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(1), pp.25–35.

Jarred, D.J. & Haberfield, C.M., 1997. Tendon/grout interface performance in grouted anchors. In *Ground anchorages and anchored structures*. Thomas Telford Ltd, pp. 3–12.

Kılıc, A., Yasar, E. & Atis, C.., 2003. Effect of bar shape on the pull-out capacity of fully-

grouted rockbolts. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18(1), pp.1–6.

Kilic, A., Yasar, E. & Celik, A.., 2002. Effect of grout properties on the pull-out load capacity of fully grouted rock bolt. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 17(4), pp.355–362.

Krabbenhøft, K., 2002. Basic Computational Plasticity. *Technical University of Denmark*, (June), pp.1–40.

Krätzig, W.B. & Pölling, R., 2004. An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters. *Computers & Structures*, 82(15–16), pp.1201–1215.

Lee, J. & Fenves, G.L., 1998. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8), pp.892–900. Available at: http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892) [Accessed January 14, 2015].

Li, C. & Stillborg, B., 1999. Analytical models for rock bolts. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(1999), pp.1013–1029.

Lombardi, G., 2003. L'injection de masses rocheuses. In *Comité Marocain des Grands Barrages*. Rabat, Maroc.

Lubliner, J., Oliver J., Oller S., Onate E., 1989. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 25(3), pp.299–326. Available at: http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/0020768389900504 [Accessed November 9, 2014].

Mazars, J. & Pijaudier-Cabot, G., 1989. Continiuum damage theory - appliation to concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 115(2), pp.345–365.

Mier, J.G.M. et al., 1997. Strain-softening of concrete in uniaxial compression. *Materials and Structures*, 30(4), pp.195–209.

Mohr, O., 1900. Welche Umst{ä}nde bedingen die Elastizit{ä}tsgrenze und den Bruch eines Materials. *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure*, 46(1524–1530), pp.1572–1577.

Moosavi, M. & Bawden, W.F., 2003. Shear strength of Portland cement grout. *Cement and Concrete Composites*, 25(7), pp.729–735.

Moosavi, M., Jafari, A. & Khosravi, A., 2005. Bond of cement grouted reinforcing bars under constant radial pressure. *Cement and Concrete Composites*, 27(1), pp.103–109.

NF EN 10080, 2005. *Aciers pour l'armature du béton - Aciers soudables pour béton armé - Généralités*, AFNOR.

NF EN 197-1, 2012. *Ciment - Partie 1: composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants*, AFNOR.

NF EN 1992-1-1, 2005. *Eurocode 2□: calcul des structures en béton - Partie 1-1□: règles générales et règles pour les bâtiments*, AFNOR.

NF EN 446, 2007. *Coulis pour câble de précontrainte - Procédures d'injection de coulis*, AFNOR.

NF EN 447, 2007. *Coulis pour câble de précontrainte - Prescriptions pour les coulis courants*, AFNOR.

NF P 94-444, 2002. *Essai statique d'arrachement, sous un effort axial de traction, d'un ancrage scellé dans un massifs rocheux*, AFNOR.

NHI, 2009. *FHWA-NHI-10-034: Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements*, National Highway Institude, United-States.

Nielsen, C.V. & Bicanic, N., 2002. Radial fictitious cracking of thick-walled cylinder due to bar pull-out. *Magazine of Concrete Research*, 54(3), pp.215–221.

Noghabai, K., 1995. Splitting of concrete covers - a fracture mechanics approach. *Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-2*, pp.1575–1584. Available at: http://framcos.org/FraMCoS-2.php#gsc.tab=0.

OFEV, 2007. *Directive technique: Construction d'ouvrages paravalanches dans la zone de décrochement*, Office fédéral de l'environnement Institut fédéral pour l'Etude de la Neige et des Avalanches, Suisses.

OFROU, 2007. *ASTRA 12 005□: Tirants d'ancrage*, Office fédéral des routes, Suisses.

Padevět, P. & Zobal, O., 2012. Changes of the Fracture Energy of Cement Paste with Addition of Fly Ash in Time. *Procedia Engineering*, 48(April), pp.513–519. Available at: http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S1877705812046103.

Pellet, F., 1993. *Thèse: Résistance et déformabilité des massifs rocheux stratifiés renforcés par ancrages passifs*. Ecole Polytecnique Fédérale de Lausanne.

Pellet, F. & Egger, P., 1996. Analytical Model for the Mechanical Behaviour of Bolted Rock Joints Subjected to Shearing. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 29, pp.73–97.

Planas, J., Guinea, G. V & Elices, M., 1997. GENERALIZED SIZE EFFECT EQUATION FOR QUASIBRITTLE MATERIALS. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, 20(5), pp.671–687. Available at: http://www.scopus.com/scopus/inward/record.url?eid=2-s2.0-0030656068&partnerID=40&rel=R5.6.0.

Pollet, N., 2009. Gestion du risque rocheux sur le réseau ferré français Contexte des ouvrages en terre. *Géologues*, 169, pp.35–40.

Rachez, X., 1997. *Thèse: Les fondations au rocher de grands viaducs: l'apport de la méthode des éléments distincts*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Rankine, W.J.M., 1857. On the Stability of Loose Earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 147, pp.9–27. Available at: http://rstl.royalsocietypublishing.org/cgi/doi/10.1098/rstl.1857.0003.

Ren, F.F. et al., 2010. An analytical analysis of the full-range behaviour of grouted rockbolts based on a tri-linear bond-slip model. *Construction and Building Materials*, 24(3), pp.361–370.

Rice, J.R., 1968. A Path Independent Integral and the Approximate Analysis of Strain Concentration by Notches and Cracks. *Journal of Applied Mechanics*, 35(2), pp.379–386. Available at: http://dx.doi.org/10.1115/1.3601206.

Rosquoët, F. et al., 2003. Experimental study of cement grout: Rheological behavior and sedimentation. *Cement and Concrete Research*, 33(5), pp.713–722.

SETRA, 2009. *Fondations au rocher. Reconnaissance des massifs rocheux, conception et dimensionnement des fondations.*, Service d'études sur les transports, les routes et lerus aménagements.

SNCF, 2012. *Manuel projeteur: Ouvrages en terre. Prévention et protection contre les chutes de blocs et les éboulements rocheux. Prescriptions travaux*, SNCF.

Souza Neto, E. de, Peric, D. & Owen, D.R.J., 2008. *Computational Methods for Plasticity*, Available at: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266352X13001122.

Tepfers, R., 1979. Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, 31(106), pp.3–12.

Timoshenko, S., 1941. *Strength of Materials: Part II: Advanced Theory and Problems* Second., D. Van Nostrand Company, Inc.

Trinh, Q.M., 2012. *Utilisation du métakaolin par subsitution partielle du ciment dans les applications géotechniques d'injections et de scellement d'ancrage*. Université de Toulouse.

ULg, 2009. Constitutive modelling for geomaterials - Course. , pp.1–160.

Vermeer, P. a. & de Borst, R., 1984. Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. *Heron*, 29(3), pp.1–64.

Willam, K. & Warnke, E., 1975. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. *International Association for Bridge*, pp.1–30. Available at: http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:CONSTITUTIVE+MODEL+FOR+THE+TRIAXIAL+BEHAVIOUR+OF+CONCRETE#0.

Windsor, C.R., 1997. Rock reinforcement systems. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(6), pp.919–951.

Wyllie, D.C. & Mah, C.W., 2005. *Rock slope engineering* 4th Editio., Spon Press.

Xu, S. & Zhu, Y., 2009. Experimental determination of fracture parameters for crack propagation in hardening cement paste and mortar. *International Journal of Fracture*, 157(1–2), pp.33–43.

Annexes

1. Subroutine UINTER

```
C-----------------------------------------------------------------------
C-----------------------------------------------------------------------
      subroutine uinter(stress,ddsddr,amk1,amsk1,flux,ddfddt,ddsddt,
           ddfddr,statev,sed,sfd,spd,svd,scd,pnewdt,rdisp,drdisp,
           temp,dtemp,predef,dpred,time,dtime,freqr,cname,slname,
           msname,props,coords,aLocalDir,drot,area,chrLngth,node,ndir,
           nstatv,npred,nprops,mcrd,kstep,kinc,kit,linper,lOpenClose,
           lState,lSdi,lPrint)
c
      include 'aba_param.inc'
c
      dimension stress(ndir),ddsddr(ndir,ndir),flux(2),ddfddt(2,2),
     $     ddsddt(ndir,2),ddfddr(2,ndir),statev(nstatv),rdisp(ndir),
     $     drdisp(ndir),temp(2),dtemp(2),predef(2,npred),dpred(2,npred),
     $     time(2),props(nprops),coords(mcrd),aLocalDir(mcrd,mcrd),
     $     drot(2,2),amk1(ndir,ndir),amsk1(ndir,ndir)
      character*80 cname,slname,msname
      logical Apex,IFPLAS,SUFAIL
      integer NP, IPTER1, MAXRT, ND, NE
      parameter(tol = 1.D-7, zero=0.d0, one=1.d0, two=2.d0,
     $     half = one/two,tolf=1.d-7,tolx=1.d-7, tollamb=1.d-7,
     $     NP=3,ND=2,NE=1, pi=3.1415927d0, TIN=1.0d-20, MAXRT=500)
      double precision Dnn, Dtt, Dnt, Dtn, phiangleINIT,
     $     phiangleFIN, psiangle, PSIinit,C0,Cinit,Cr
     $     Rt, Lgth, ep, alpha,beta, r! Material parameters

      double precision TAU, SIG, DLAMB, F, G, COH,PHI, res,
     $     DELTRIAL,GAMTRIAL,SIGTRIAL,TAUTRIAL,COHTRIAL,DISPTRIAL,
     $     DELEL, DDELPL, GAMEL, DGAMPL, predel, pregam, predisp,
     $     DL, DENOM, pretau, DiffCOH, DiffPSI, DEL1, DEL2,
     $     muINIT, muFIN, MUTRIAL, MU, DiffMU! Internal variables
      double precision, dimension(3,3):: D, B
      double precision, dimension(2,2):: DDG, DC
      double precision, dimension(2,1):: DG, DF
c      DATA MAXRT / 50 /
c Initialisation internes variables
      DELTRIAL=zero
      GAMTRIAL=zero
      SIGTRIAL=zero
      TAUTRIAL=zero
      COHTRIAL=zero
      DISPTRIAL=zero
      DDELPL = zero
      DGAMPL = zero
      DLAMB = zero
      DDLAMB = zero
      predel = statev(1) ! Déplacement normal plastique à l'étape précéd
      pregam = statev(2) ! Déplacement tangentiel plastique à l'étape pr
      predisp= statev(3) ! Paramètre d'écrouissage
      pretau=  statev(4) ! Tau à l'étape précédente
      presig=  statev(5) ! Sigma à l'étape précédente
c Interface properties
      Dnn = props(1)
      Dtt = props(2)
      Dnt = props(3)
      Dtn = props(4)
      phiangleINIT = props(5)
      phiangleFIN = props(6)
      Cinit=props(7)
      C0   =props(8)
      Cr   =props(9)
      Lgth =props(10)
      alpha=props(11)
      psiangle  =props(12)
      delta_max =props(13)
C Constants
```

```
      r = (one-C0**2/Cinit**2.0)**(1.0/2.0)
      beta = Lgth/delta_max
      ep=0.25d0
      theta = 0.5d0
      muINIT= tan(phiangleINIT/180.d0*pi)
      muFIN = tan(phiangleFIN/180.d0*pi)
      psi = psiangle/180.d0*pi
      Rt=(one-r)*Cinit/muINIT
      Rt0=ep*Rt*tan(psi)
      DEL1=Lgth/(beta/4.0)
      DEL2=Lgth
C Compute elastic trial state
C ---------------------------
C Elastic trial displacement
      DELTRIAL = rdisp(1) - predel
      GAMTRIAL = rdisp(2) - pregam
      SIGTRIAL = Dnn*DELTRIAL+ Dnt*GAMTRIAL
      TAUTRIAL = Dtn*DELTRIAL+ Dtt*GAMTRIAL
      DISPTRIAL= predisp
      if(DISPTRIAL .lt. DEL1) COHTRIAL = Cinit
      if(DISPTRIAL .ge. DEL1) COHTRIAL = Cr+(Cinit-Cr)*
     $    (2.0*exp(-alpha*(DISPTRIAL-DEL1)/Lgth)
     $    -exp(-2.0*alpha*(DISPTRIAL-DEL1)/Lgth))

      if(DISPTRIAL .lt. DEL1) MUTRIAL = muINIT
      if(DISPTRIAL .ge. DEL1) MUTRIAL = muFIN+(muINIT-muFIN)*
     $    (2.0*exp(-alpha*(DISPTRIAL-DEL1)/Lgth)
     $    -exp(-2.0*alpha*(DISPTRIAL-DEL1)/Lgth))
      if(TAUTRIAL .ge. zero) s=one
      if(TAUTRIAL .lt. zero) s=-one
C Check for plascity condition
      F=0.d0
      F = sqrt(r*r*COHTRIAL*COHTRIAL+TAUTRIAL*TAUTRIAL)
     $    -SIGTRIAL*MUTRIAL-COHTRIAL
      res=F/Cinit
      num = 1.0
      if (res .gt. tol) then
C Plastic step: use return mapping
C ================================
c First values
         SIG=SIGTRIAL
         TAU=TAUTRIAL
         DLAMB=zero
C Apply implicit algorithmic return to plasticity surface
C ----------------------------------------
          do IPTER1=1,MAXRT
C-------------------------------------------------------------------------
C Compute residual derivative
         num = num+1
         DISP=predisp+DLAMB
      if(DISP .lt. DEL1) COH = Cinit
      if(DISP .ge. DEL1) COH = Cr+(Cinit-Cr)*
     $    (2.0*exp(-alpha*(DISP-DEL1)/Lgth)
     $    -exp(-2.0*alpha*(DISP-DEL1)/Lgth))

      if(DISP .lt. DEL1) DiffCOH = zero
      if(DISP .ge. DEL1) DiffCOH = -2.0*(Cinit-Cr)/Lgth*alpha*
     $    (-exp(-(DISP-DEL1)/Lgth)+exp(-2.0*(DISP-DEL1)/Lgth))

      if(DISP .lt. DEL1) MU = muINIT
      if(DISP .ge. DEL1) MU = muFIN+(muINIT-muFIN)*
     $    (2.0*exp(-alpha*(DISP-DEL1)/Lgth)
     $    -exp(-2.0*alpha*(DISP-DEL1)/Lgth))

      if(DISP .lt. DEL1) DiffMU = zero
      if(DISP .ge. DEL1) DiffMU = -2.0*(muINIT-muFIN)/Lgth*alpha*
```

```
     $    (-exp(-(DISP-DEL1)/Lgth)+exp(-2.0*(DISP-DEL1)/Lgth))

          DDELPL=DLAMB*(-(one-theta)*tan(ps1)*exp(-beta*(predisp+DLAMB)
     $          /Lgth)-theta*tan(ps1)*exp(-beta*predisp/Lgth))
          DGAMPL= DLAMB*TAU/sqrt(Rt0**2+TAU**2)-DLAMB*TAU*theta
     $           /sqrt(Rt0**2+TAU**2)+DLAMB*theta*pretau
     $           /sqrt(Rt0**2+pretau**2)
          FUNC(1)=SIG-(SIGTRIAL-Dnn*DDELPL-Dnt*DGAMPL)
          FUNC(2)=TAU-(TAUTRIAL-Dnt*DDELPL-Dtt*DGAMPL)
          FUNC(3)=sqrt(r*r*COH*COH+TAU*TAU)-SIG*MU-COH
C      Compute matrix D
          D(1,1)= one
          D(1,2)= (one-theta)*Dnt*DLAMB*Rt0**2/
     $           (Rt0**2+TAU**2)**(3./2.)
          D(1,3)= Dnn*(-(one-theta)*tan(ps1)*exp(-beta*(predisp+DLAMB)
     $           /Lgth)-theta*tan(ps1)*exp(-beta*predisp/Lgth))
     $           +Dnn*DLAMB*(one-theta)*tan(ps1)*beta
     $           *exp(-beta*(predisp+DLAMB)/Lgth)/Lgth+
     $            Dnt*((one-theta)*TAU/sqrt(Rt0**2+TAU**2)
     $            +theta*pretau/sqrt(Rt0**2+pretau**2))
          D(2,1)= zero
          D(2,2)=one+(one-theta)*Dtt*DLAMB*Rt0**2/
     $           (Rt0**2+TAU**2)**(3./2.)
          D(2,3)= Dtn*(-(one-theta)*tan(ps1)*exp(-beta*(predisp+DLAMB)
     $           /Lgth)-theta*tan(ps1)*exp(-beta*predisp/Lgth))+
     $            Dtn*DLAMB*(one-theta)*tan(ps1)*beta*
     $            exp(-beta*(predisp+DLAMB)/Lgth)/Lgth+Dtt*((one-theta)
     $            *TAU/sqrt(Rt0**2+TAU**2)+
     $            theta*pretau/sqrt(Rt0**2+pretau**2))
          D(3,1)= -MU
          D(3,2)= TAU/sqrt(r**2*COH**2+TAU**2)
          D(3,3)= (-one+r**2*COH/sqrt(r**2*COH**2+TAU**2))*DiffCOH
     $             -SIG*DiffMU
C-------------------------------------------------------------------------
C     Matrix inversion
          DetD= D(1,1)*D(2,2)*D(3,3)-D(1,1)*D(2,3)*D(3,2)
     $         -D(1,2)*D(2,1)*D(3,3)+D(1,2)*D(2,3)*D(3,1)
     $         +D(1,3)*D(2,1)*D(3,2)-D(1,3)*D(2,2)*D(3,1)
          B(1,1)=(D(2,2)*D(3,3)-D(2,3)*D(3,2)) /DetD
          B(1,2)=(-D(1,2)*D(3,3)+D(1,3)*D(3,2))/DetD
          B(1,3)=(D(1,2)*D(2,3)-D(1,3)*D(2,2)) /DetD
          B(2,1)=(-D(2,1)*D(3,3)+D(2,3)*D(3,1))/DetD
          B(2,2)=(D(1,1)*D(3,3)-D(1,3)*D(3,1)) /DetD
          B(2,3)=(-D(1,1)*D(2,3)+D(1,3)*D(2,1))/DetD
          B(3,1)=(D(2,1)*D(3,2)-D(2,2)*D(3,1)) /DetD
          B(3,2)=(-D(1,1)*D(3,2)+D(1,2)*D(3,1))/DetD
          B(3,3)=(D(1,1)*D(2,2)-D(1,2)*D(2,1)) /DetD
C Compute Newton-RAPHSON increment and update variables
          DSIG=-(B(1,1)*FUNC(1)+B(1,2)*FUNC(2)+B(1,3)*FUNC(3))
          DTAU=-(B(2,1)*FUNC(1)+B(2,2)*FUNC(2)+B(2,3)*FUNC(3))
          DDLAMB=-(B(3,1)*FUNC(1)+B(3,2)*FUNC(2)+B(3,3)*FUNC(3))
          SIG=SIG+DSIG
          TAU=TAU+DTAU
          DLAMB=DLAMB+DDLAMB
C Check convergence
          errf=0.
          errf= (abs(FUNC(1))+ abs(FUNC(2))+ abs(FUNC(3)))/Cinit
          errx=0.
          errx= (abs(DSIG)/Cinit+abs(DTAU)/Cinit+abs(DDLAMB)/Lgth)
          if ((errf.le.tolf).and.(errx.le.tolx))
     $        then
              goto 40
          end if
          enddo
          continue
C Store converged stress component and other state variables
```

```
        stress(1) =SIG
        stress(2) =TAU
        statev(1) = predel+DDELPL
        statev(2) = pregam+DGAMPL
        statev(3) = predisp+DLAMB
        statev(4) = TAU
        statev(5) = SIG
        statev(6) = COH

C Compute consistent elastoplastic operator
        DDG(1,1)=zero
        DDG(2,2)=Rt0**2/(Rt0**2+TAU**2)**(3./2.)
        DCdenom = one+DDG(1,1)*DDG(2,2)*(-one+theta)**2*
     $             (Dnn*Dtt-Dnt*Dtn)*DLAMB**2-(-one+theta)*(DDG(1,1)*Dnn
     $             +DDG(2,2)*Dtt)*DLAMB
        DC(1,1) = (Dnn+(one-theta)*DDG(2,2)*DLAMB*(Dnn*Dtt-Dtn*Dnt))
     $             /DCdenom
        DC(1,2) = Dnt/DCdenom
        DC(2,1) = Dtn/DCdenom
        DC(2,2) = (Dtt+(one-theta)*DDG(1,1)*DLAMB*(Dnn*Dtt-Dnt*Dtn))
     $             /DCdenom
        DG(1,1)=-(one-theta)*tan(ps1)*exp(-beta*(predisp+DLAMB)/Lgth)
     $           -theta*tan(ps1)*exp(-beta*predisp/Lgth)
     $           +DLAMB*(one-theta)*tan(ps1)*beta*
     $           exp(-beta*(predisp+DLAMB)/Lgth)/Lgth
        DG(2,1)= (one-theta)*TAU/(Rt0**2+TAU**2)**(1./2.)
     $            +theta*pretau/(Rt0**2+pretau**2)**(1./2.)
        DF(1,1)= -MU
        DF(2,1)= TAU/sqrt(r**2*COH**2+TAU**2)
        DK     = (-one+r*r*COH/sqrt(r**2*COH**2+TAU**2))
     $            *DiffCOH-SIG*DiffMU
        DENOM = ((DC(1,1)*DF(1,1)+DC(2,1)
     $             *DF(2,1))*DG(1,1)+(DC(1,2)*DF(1,1)+DC(2,2)*DF(2,1))
     $             *DG(2,1)) - DK
        ddsddr(1,1)=DC(1,1)-(DC(1,1)*DG(1,1)+DC(1,2)*DG(2,1))*(DC(1,1)
     $             *DF(1,1)+DC(2,1)*DF(2,1))/DENOM
        ddsddr(1,2)=DC(1,2)-(DC(1,1)*DG(1,1)+DC(1,2)*DG(2,1))*
     $              (DC(1,2)*DF(1,1)+DC(2,2)*DF(2,1))/DENOM
        ddsddr(2,1)=DC(2,1)-(DC(2,1)*DG(1,1)+DC(2,2)*DG(2,1))*
     $              (DC(1,1)*DF(1,1)+DC(2,1)*DF(2,1))/DENOM
        ddsddr(2,2)=DC(2,2)-(DC(2,1)*DG(1,1)+DC(2,2)*DG(2,1))*
     $              (DC(1,2)*DF(1,1)+DC(2,2)*DF(2,1))/DENOM

      else
C Elastic step : update stress using linear elastic law
        stress(1)=SIGTRIAL
        stress(2)=TAUTRIAL
        statev(1) = predel
        statev(2) = pregam
        statev(3) = predisp
        statev(4) = TAUTRIAL
        statev(5) = SIGTRIAL
        statev(6) = COHTRIAL
        ddsddr(1,1)=Dnn
        ddsddr(1,2)=Dnt
        ddsddr(2,1)=Dtn
        ddsddr(2,2)=Dtt
      end if
C-----------------------------------------------------------------------
c   Update some algorithmic variables before exit
        statev(7) = rdisp(1)
        statev(8) = rdisp(2)
        statev(9) = num
      return
      end subroutine
C-----------------------------------------------------------------------
```

2. Résultats d'essai

2.1. Essais d'arrachement N°20.x – Essais préliminaires

2.1.1. Essai 20.1

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°20.1	
Date d'injection		09/11/15	
Date d'arrachement		23/11/16 16:00	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	20
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	1,0
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,0
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	1,10
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	270
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	5,22
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Pas d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Il y a un petit décalage entre les mesures du capteur n°3 avec celles de n°1 et n°2. Le déplacement en tête du vérin est donc considéré comme la moyenne des déplacements mesurés par les capteurs n°1 et 2.			

Résultats d'essai :

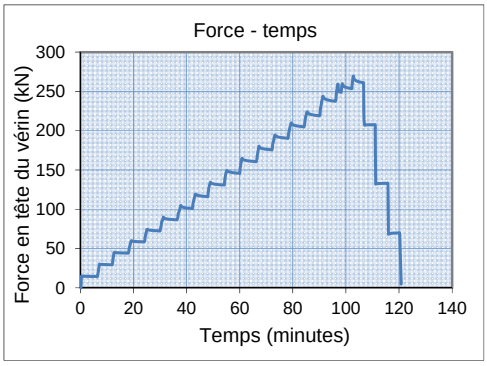


Figure 284 Programme de chargement

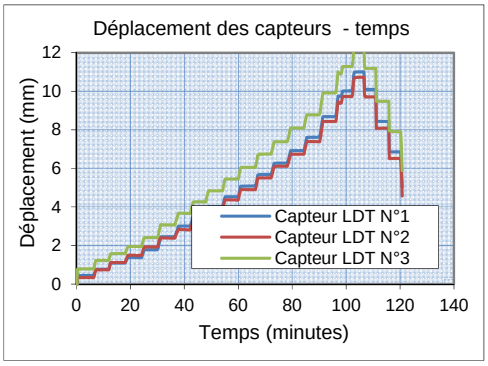


Figure 285 Déplacements en tête du vérin

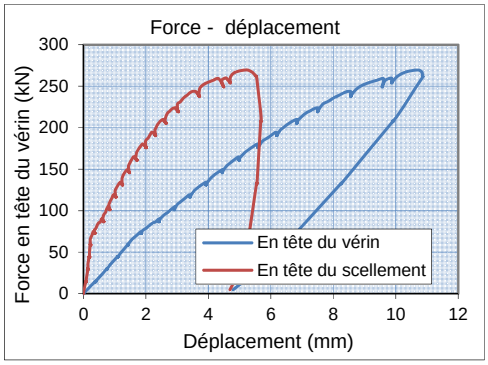


Figure 286 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.1.2. Essai 20.2

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°20.2	
Date d'injection		42317	
Date d'arrachement		23/11/16 13:00	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	20
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	0,50
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,50
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	1,10
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	210
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	3,71
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Pas d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Une première rupture est enregistrée lorsque la force appliquée en tête atteint une valeur de 210kN et engendre un bruit à ce moment-là. Après cette rupture, la force mesurée par le capteur de force chute brutalement vers 75 kN. On effectue de nouveau des paliers de chargement de l'ancrage aux valeurs de 90kN et 120kN. De nouveau, quand on atteint une force de 120kN, il y a une autre rupture de l'ancrage et la force chute brutalement vers 22kN. Malheureusement, on ne peut plus monter la pression du vérin car l'air y a pénétré ou il n'y a plus suffisant d'huile.			

Résultats d'essai :

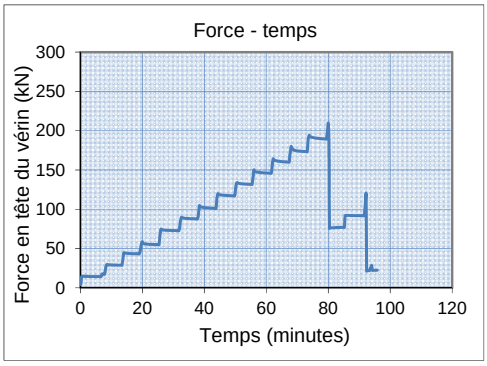


Figure 287 Programme de chargement

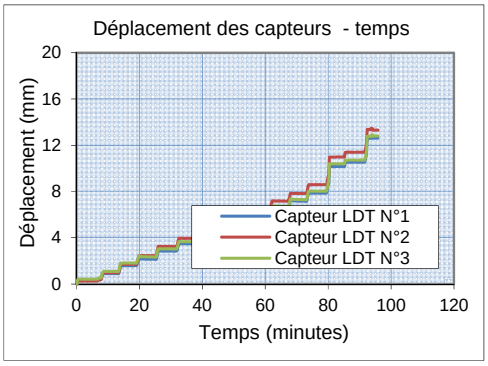


Figure 288 Déplacements en tête du vérin

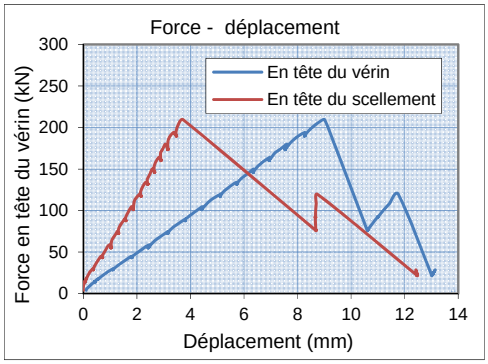


Figure 289 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.1.3. Essai 20.3

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°20.3	
Date d'injection		09/11/15	
Date d'arrachement		24/11/16 13:00	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	20
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	1,50
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	0,50
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	1,10
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	270
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	2,46
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Pas d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Le châssis a glissé plusieurs fois lors de l'essai.			

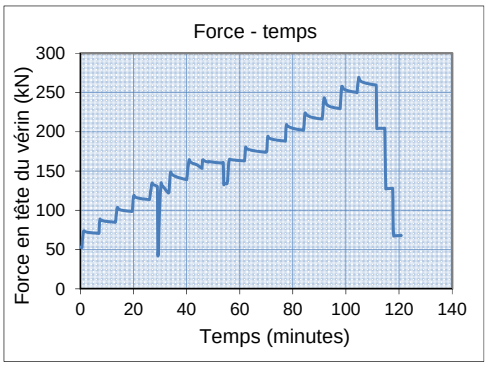


Figure 290 Programme de chargement

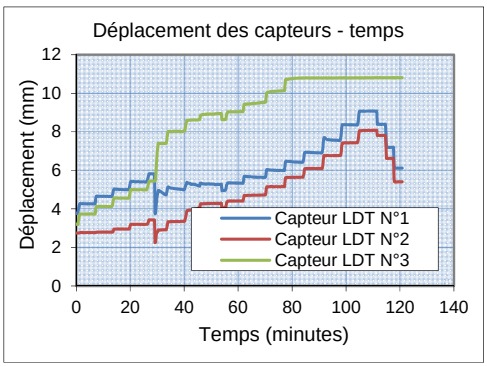


Figure 291 Déplacements en tête du vérin

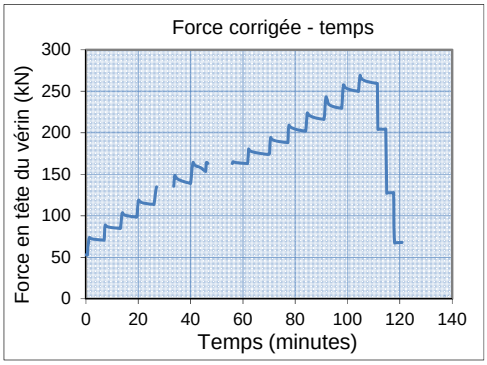


Figure 292 Correction du chargement

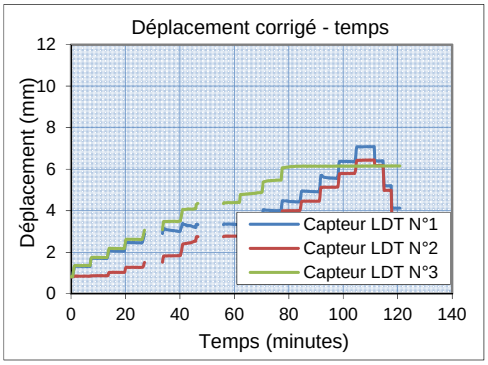


Figure 293 Correction des déplacements

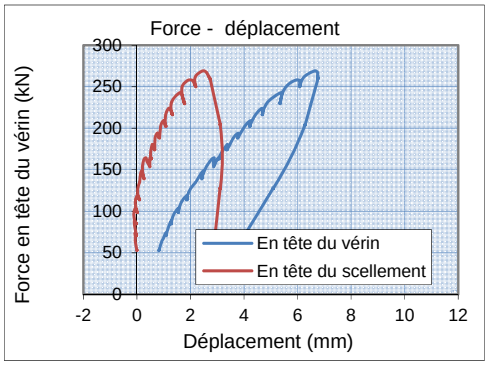


Figure 294 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.2. Essais d'arrachement N°3.x – Essais de référence

2.2.1. Essai 3.1

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°3.1	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		25/2/16 13:20	
Condition météo		pluviale	
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	22
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,88
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☑(doubles fibres optiques)	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	270
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	4,2
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 20-30cm			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Le châssis a glissé 3 fois pour se mettre dans l'axe de la barre d'acier. La barre est équipée de deux fibres optiques, mais celle en bas est cassée et aucune mesure n'a pu être prise. Mesure de FO en haut jusqu'à : la fin du déchargement.			

Résultats d'essai :

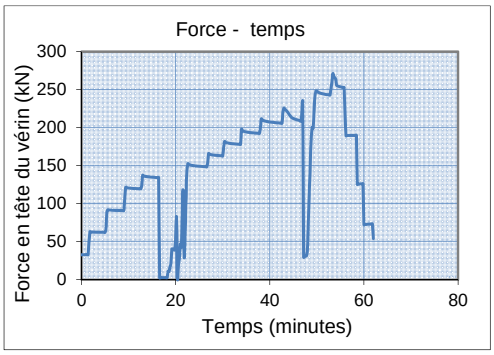


Figure 295 Programme de chargement

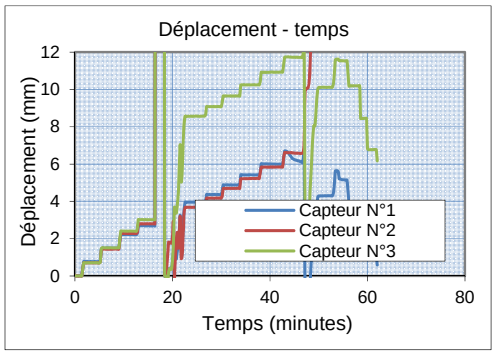


Figure 296 Déplacements en tête du vérin

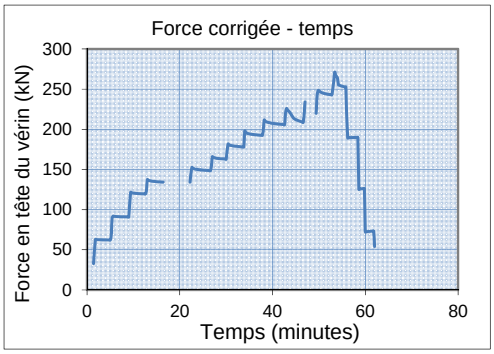


Figure 297 Correction du chargement

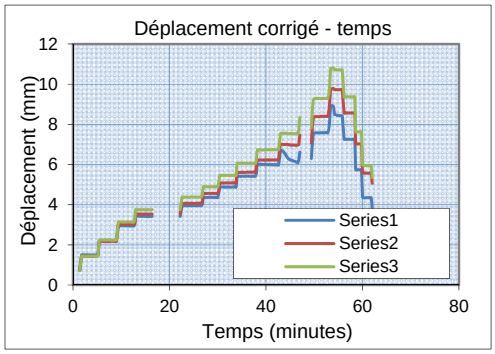


Figure 298 Correction des déplacements

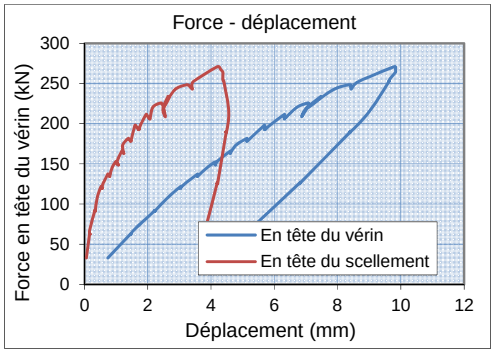


Figure 299 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.2.2. Essai 3.2

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°3.2	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		25/2/16 16:20	
Condition météo		pluviale	
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	19,2
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,88
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☑	
Jauges de déformation		☑(3 jauges)	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	270
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	3,9
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 20-30cm			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Le châssis a glissé à 235kN. Il y une grande différence entre des mesures du capteur N°3 par rapport aux capteurs N°1 et N°2. Mesure de FO jusqu'à : la fin du déchargement.			

Résultats d'essai :

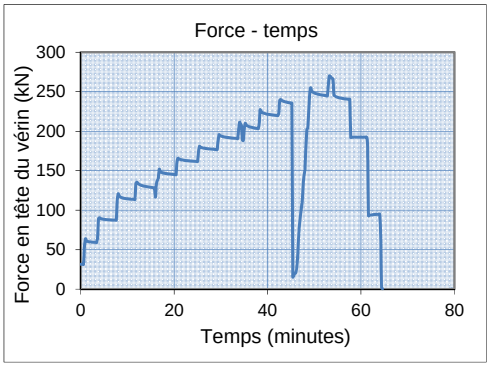


Figure 300 Programme de chargement

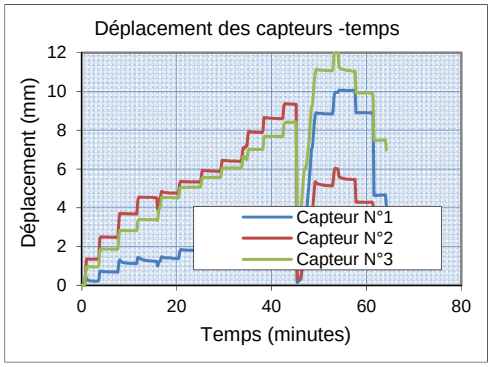


Figure 301 Déplacements en tête du vérin

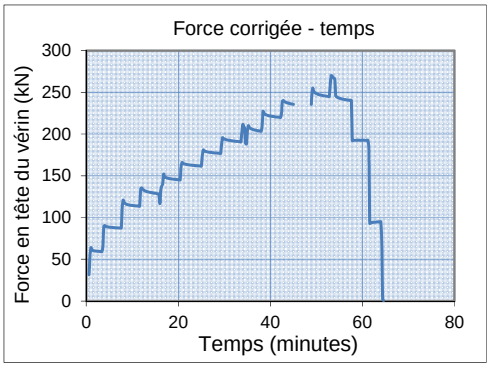


Figure 302 Correction du chargement

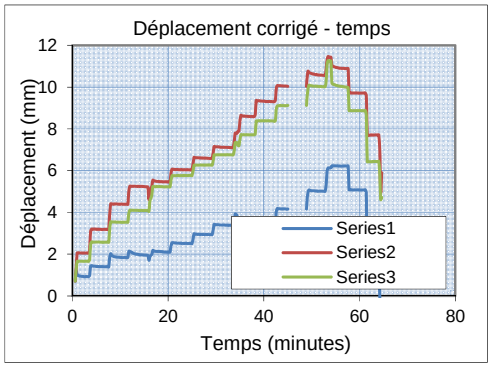


Figure 303 Correction des déplacements

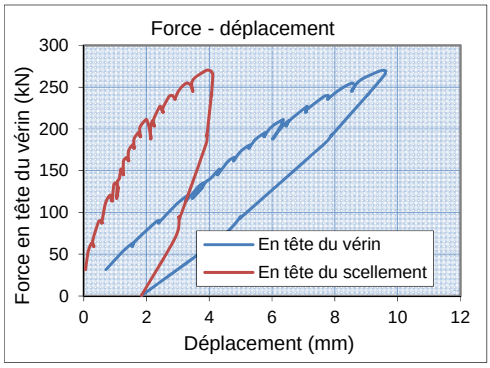


Figure 304 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.2.3. Essai 3.3

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°3.3	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		2/2/16 16:00	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinsaison de l'ancrage		phi(°)	26
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,9
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	250
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	5,86
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 20-30cm			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : L'inclinaison des ancrages est importante (26°), il a été difficile de fixer les appuis. Un chargement blanc jusqu'à 90kN a été effectué afin de régler les pieds. A 90kN, les appuis ont glissé -> Recommencement des mesures. Les appuis ont glissé de nouveau vers 180kN -> Les capteurs étaient toujours bien en place -> Continuation du chargement.			

Résultats d'essai :

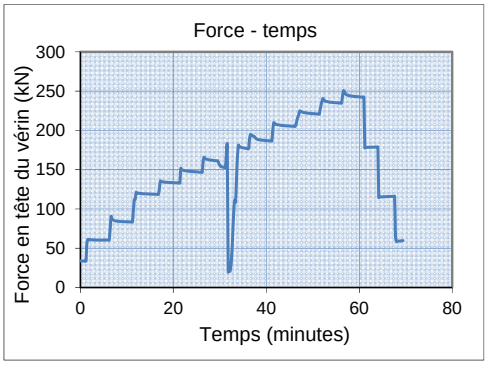


Figure 305 Programme de chargement

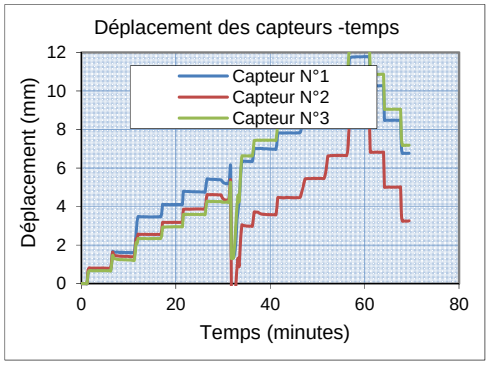


Figure 306 Déplacements en tête du vérin

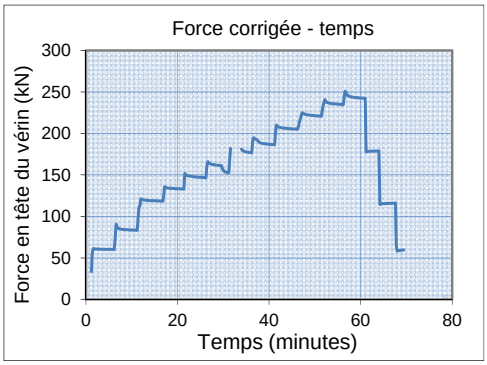


Figure 307 Correction du chargement

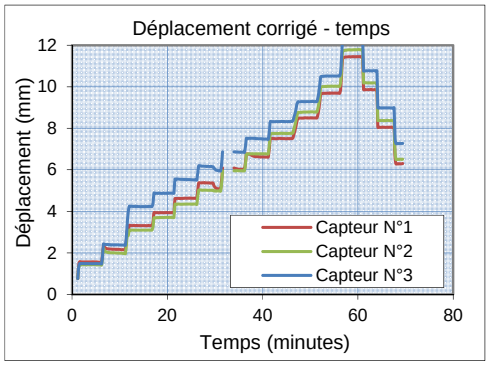


Figure 308 Correction des déplacements

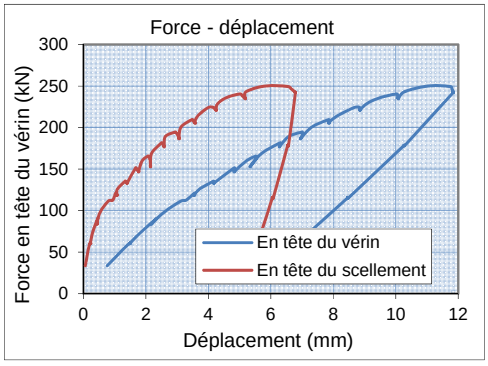


Figure 309 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.3. Essais d'arrachement N°6.x – Diamètre de forage 76mm

2.3.1. Essai 6.1

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°6.1	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		24/2/16 18:00	
Condition météo		humide	
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	22
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	76
Longueur du forage		L_forage(m)	2,3
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,90
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☑	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	270
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	4,8
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Plein d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Le châssis a glissé 2 fois aux chargements de 120kN et 165kN. Les mesures de déplacement ne sont pas groupées. Après le 1er glissement du châssis, la fibre optique est manifestement coincée et a ensuite été écrasée au niveau du centreur disposé à 10cm par rapport à la tête du forage. Mesure de FO jusqu'à : le palier de chargement de 150 kN.			

Résultats d'essai :

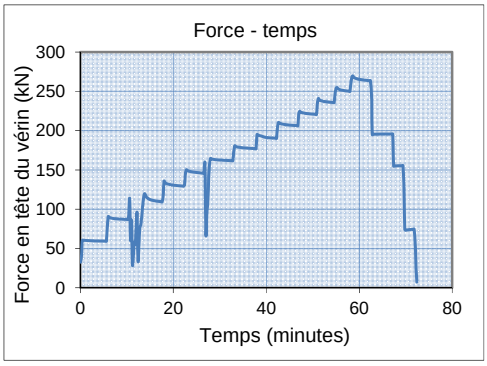


Figure 310 Programme de chargement

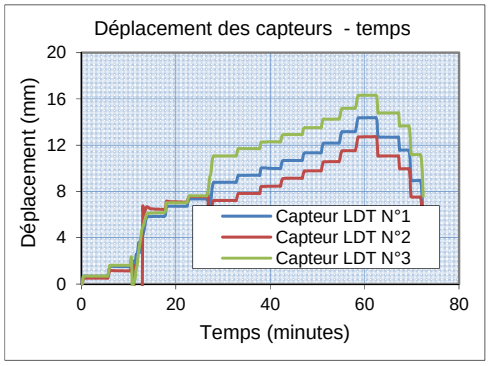


Figure 311 Déplacements en tête du vérin

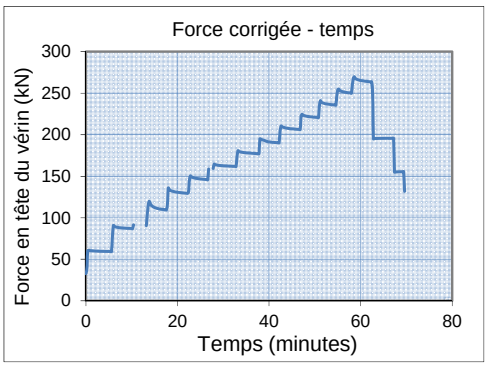


Figure 312 Correction du chargement

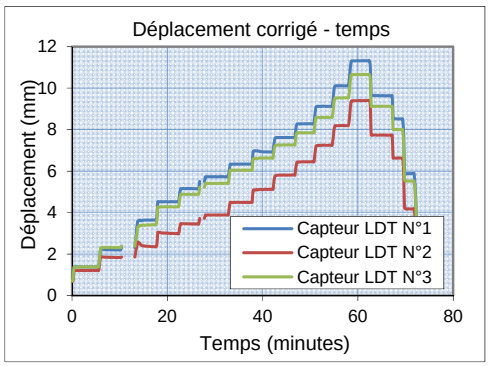


Figure 313 Correction des déplacements

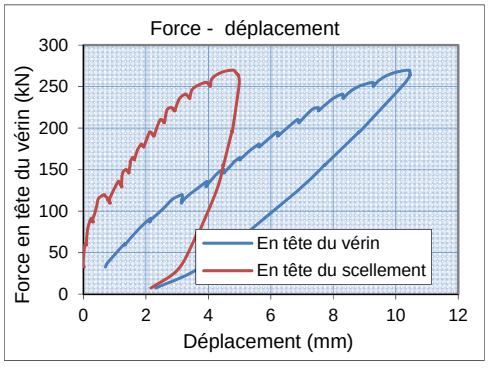


Figure 314 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.3.2. Essai 6.2

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°6.2	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		2/2/16 13:30	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	18
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	76
Longueur du forage		L_forage(m)	2,3
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,93
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	252
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	4,85
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 20-30 cm			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Rupture du manchon à 150kN -> Remplacement du manchon et reprise du chargement à 100kN			

Résultats d'essai :

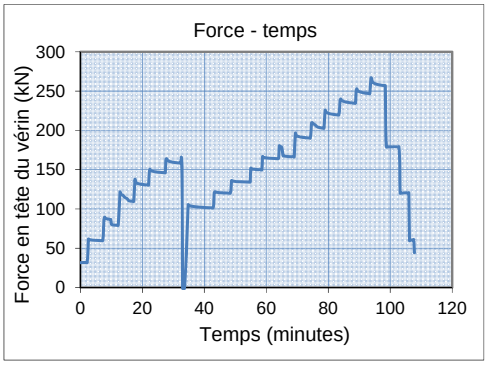


Figure 315 Programme de chargement

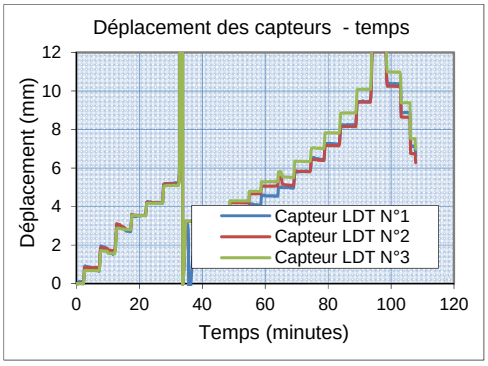


Figure 316 Déplacements en tête du vérin

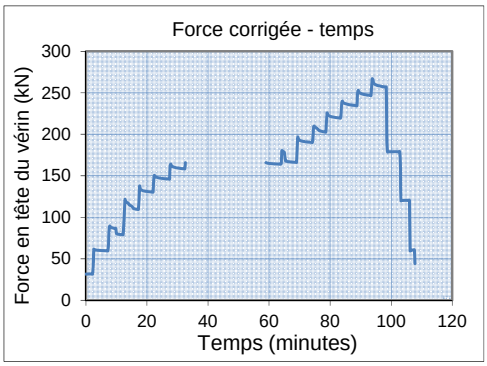


Figure 317 Correction du chargement

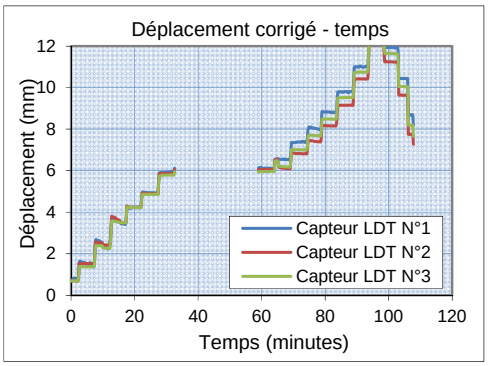


Figure 318 Correction des déplacements

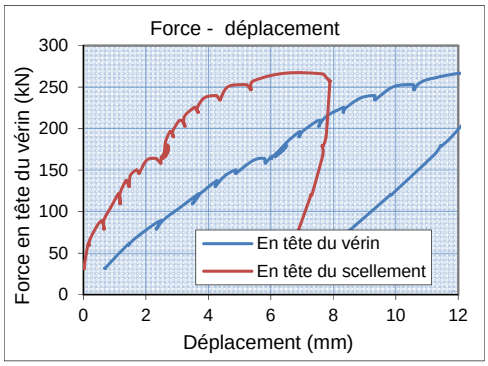


Figure 319 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.3.3. Essai 6.3

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°6.3	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		2/2/16 11:00	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	18
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	76
Longueur du forage		L_forage(m)	2,3
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,93
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 20-30 cm			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Les appuis ont glissé à 120kN, Le capteur n°2 est bien placé. Les capteurs n°1 et n°3 sont un peu inclinés par rapport à l'axe de la barre. Après l'essai, il a été difficile de faire sortir l'écrou en tête du vérin.			

Résultats d'essai :

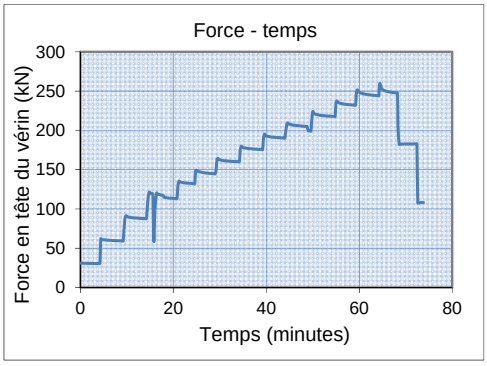


Figure 320 Programme de chargement

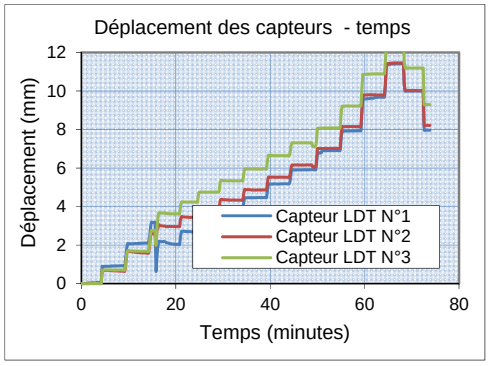


Figure 321 Déplacements en tête du vérin

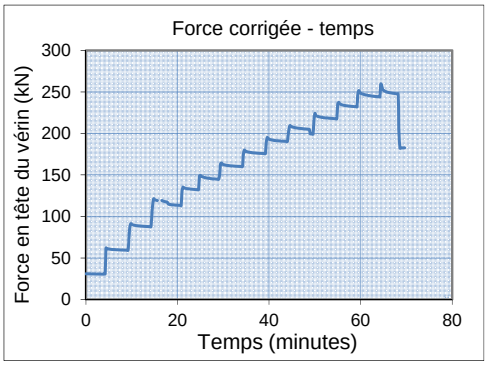


Figure 322 Correction du chargement

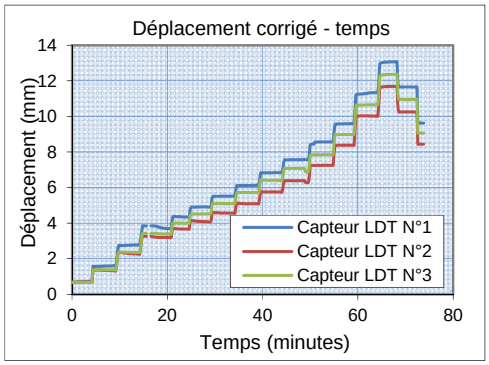


Figure 323 Correction des déplacements

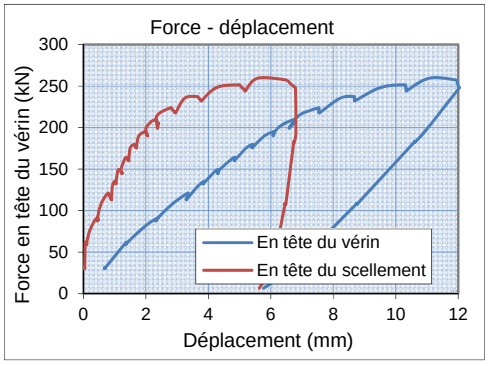


Figure 324 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.4. Essais d'arrachement N°7.x – Diamètre de forage 90mm

2.4.1. Essai 7.1

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°7.1	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		24/2/16 13:00	
Condition météo		humide	
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	22,5
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	90
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,865
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☑	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	268
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	4,25
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Plein d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Il y un effet de flexion important, visuellement observé dès le début du chargement. Le châssis a glissé à 150kN. A partir de ce moment-là, la fibre a également cassé et la barre n'était plus tirée dans l'axe. Mesure de FO jusqu'à : le palier de chargement de 130 kN.			

Résultats d'essai :

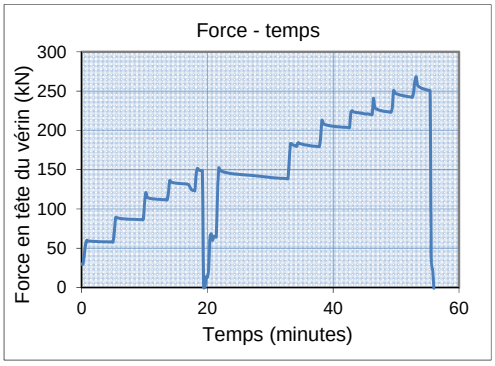


Figure 325 Programme de chargement

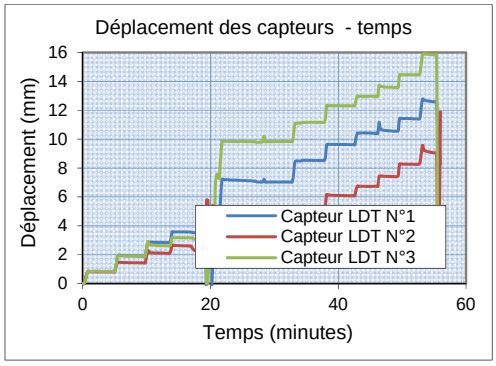


Figure 326 Déplacements en tête du vérin

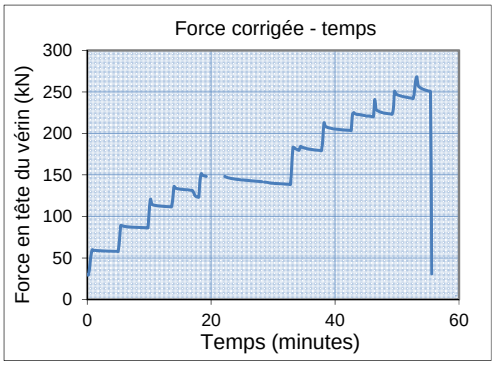


Figure 327 Correction du chargement

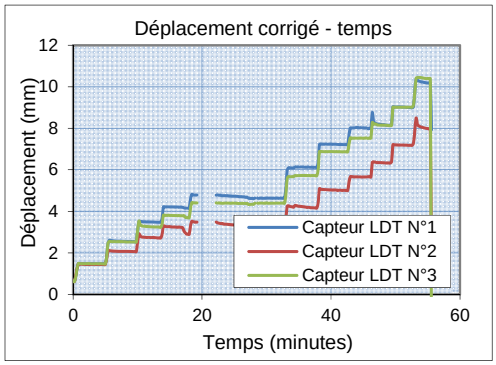


Figure 328 Correction des déplacements

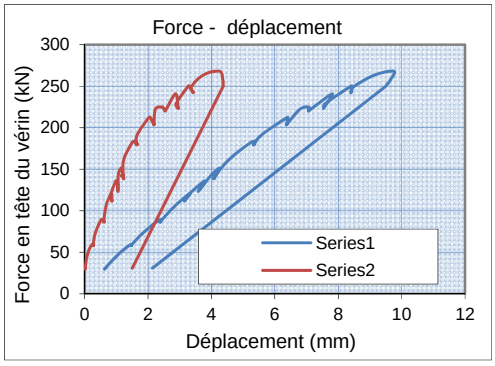


Figure 329 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.4.2. Essai 7.2

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°7.2	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		1/2/16 11:30	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	18
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	90
Longueur du forage		L_forage(m)	2,3
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,93
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☑	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	268
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	4,25
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Plein d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : L'essai s'est plutôt bien passé. Le capteur de déplacement n°3 est un peu incliné. Le déplacement moyen est calculé sur base des déplacements des capteurs n°1 et 2.			

Résultats d'essai :

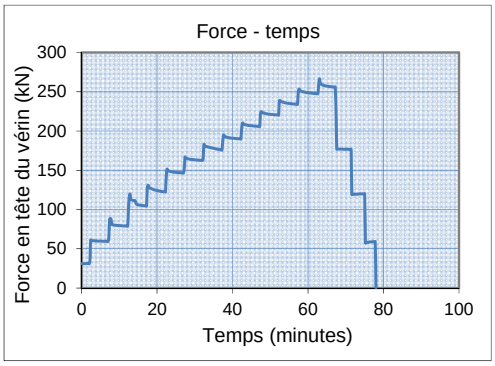


Figure 330 Programme de chargement

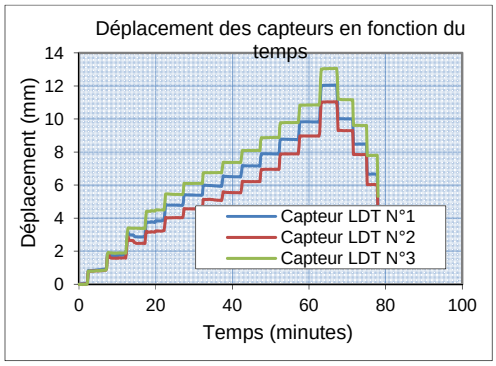


Figure 331 Déplacements en tête du vérin

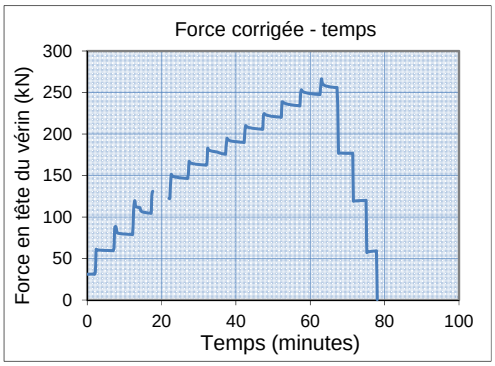


Figure 332 Correction du chargement

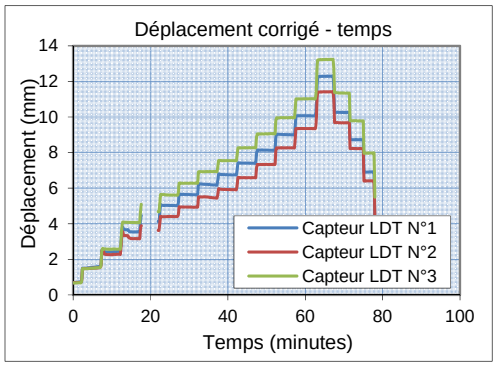


Figure 333 Correction des déplacements

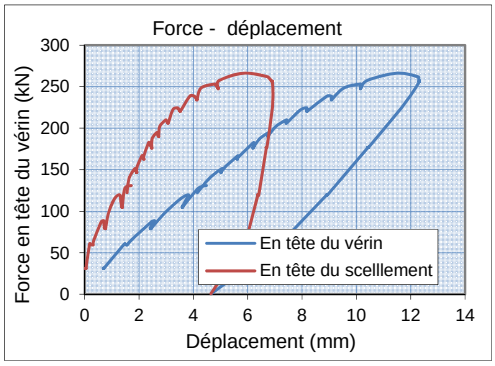


Figure 334 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.4.3. Essai 7.3

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°7.3	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		1/2/16 17:20	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	22
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	90
Longueur du forage		L_forage(m)	2,3
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,93
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	235
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	3,35
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Plein d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : L'écrou en tête du vérin s'est cassé à 235kN.			

Résultats d'essai :

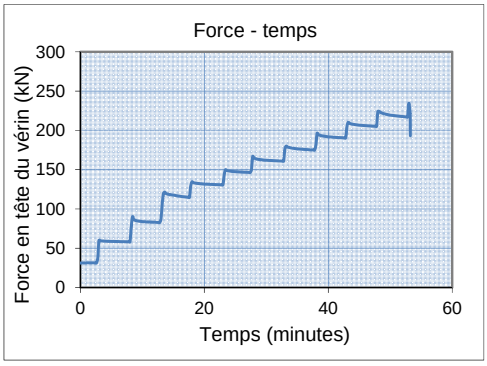


Figure 335 Programme de chargement

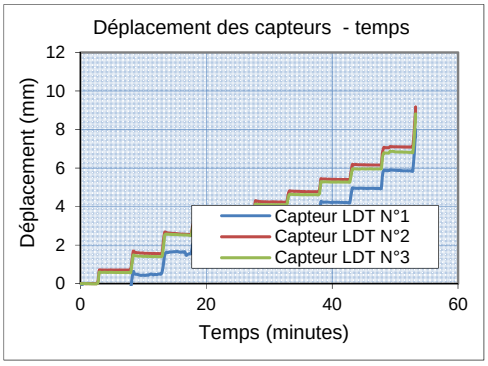


Figure 336 Déplacements en tête du vérin

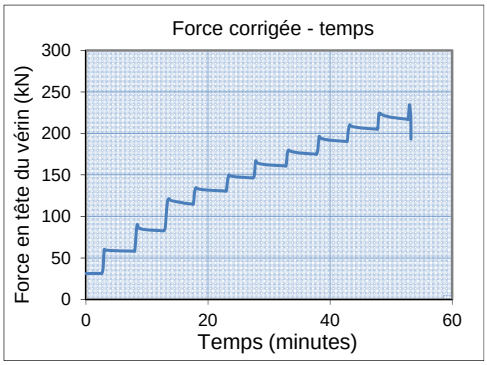


Figure 337 Correction du chargement

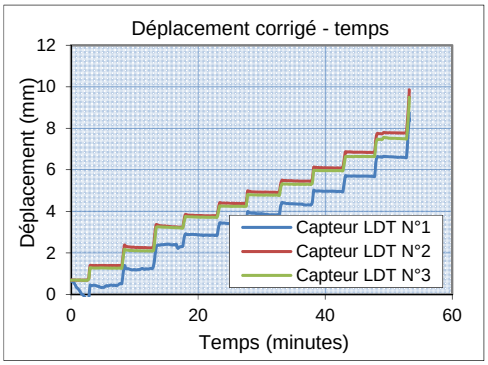


Figure 338 Correction des déplacements

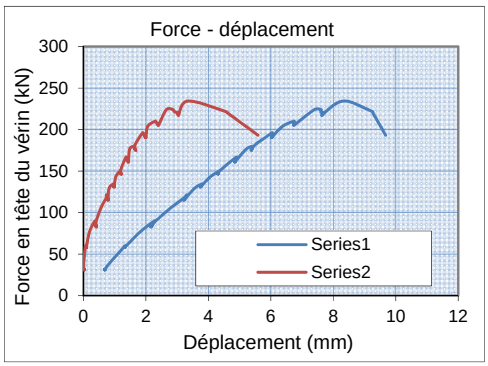


Figure 339 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.5. Essais d'arrachement N°11.x – Longueur de scellement 100 cm

2.5.1. Essai 11.1

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°11.1	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		22/2/16 15:45	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	23
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	1,0
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,0
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,80
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☑	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	268
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	4,2
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Plein d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Le châssis a glissé à plusieurs reprises. Il est tombé totalement à 210kN. La fibre optique a été cassée quand la force appliquée a atteint 100kN. Mesure de FO jusqu'à : le palier de chargement de 100kN.			

Résultats d'essai :

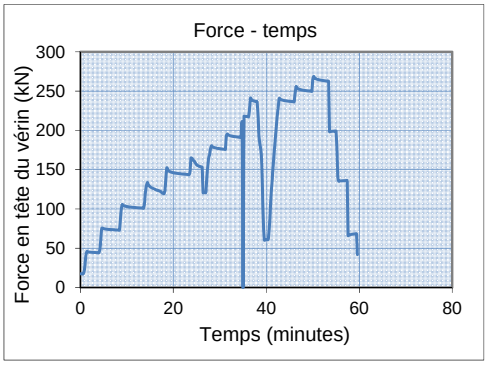


Figure 340 Programme de chargement

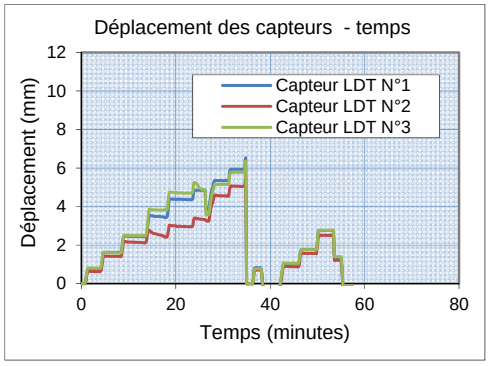


Figure 341 Déplacements en tête du vérin

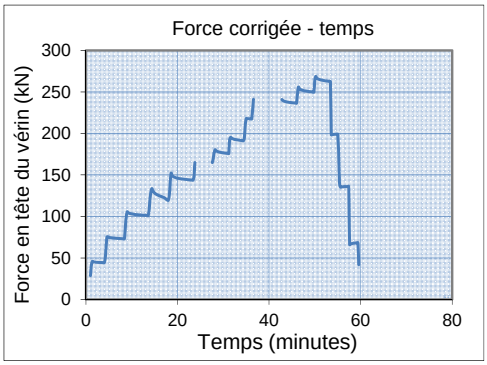


Figure 342 Correction du chargement

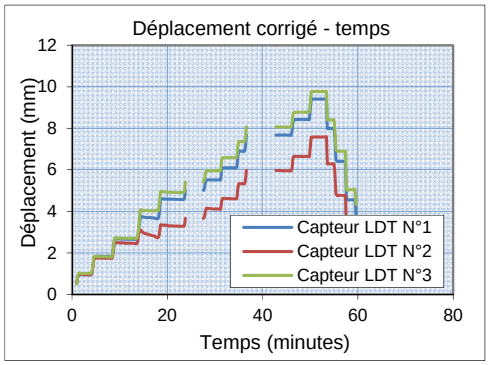


Figure 343 Correction des déplacements

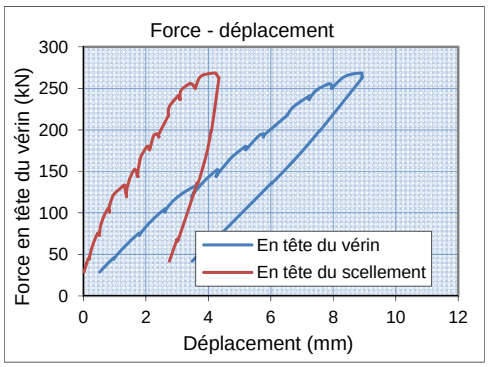


Figure 344 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.5.2. Essai 11.2

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°11.2	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		25/1/16 17:30	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	20
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	1,0
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,0
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,93
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	268
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	4,95
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 1m			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Un des appuis s'est cassé. Le capteur n°1 est sorti de la plaque. Le déplacement moyen est calculé en considérant les mesures de déplacement des capteurs n°2 et n°3.			

Résultats d'essai :

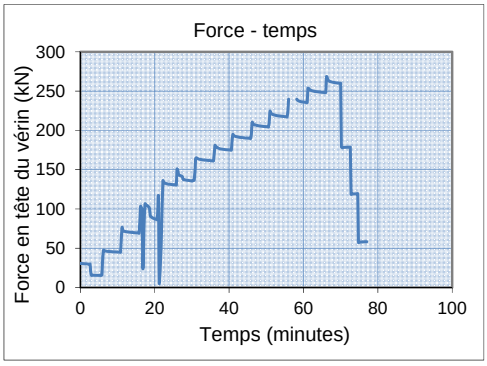


Figure 345 Programme de chargement

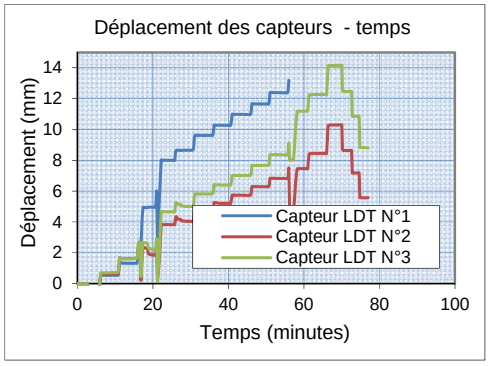


Figure 346 Déplacements en tête du vérin

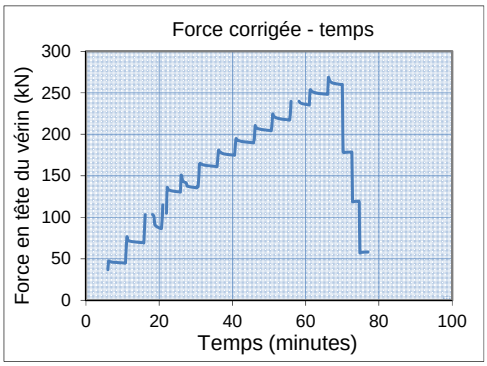


Figure 347 Correction du chargement

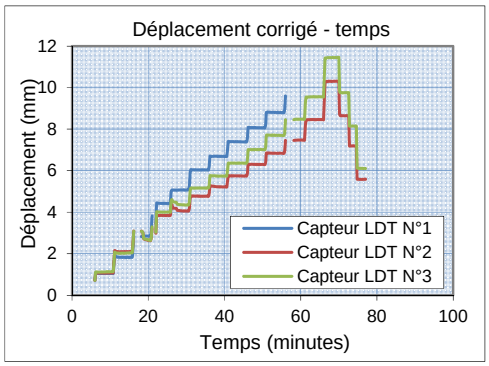


Figure 348 Correction des déplacements

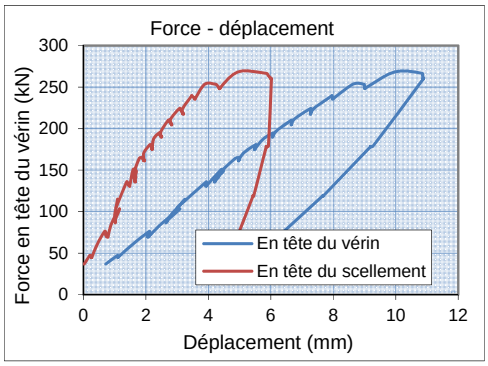


Figure 349 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.5.3. Essai 11.3

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°11.3	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		27/1/16 11:00	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	60,5
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	19
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,3
Longueur de scellement		L1(m)	1,0
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,0
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,90
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	264
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	5,8
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 1m			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Le capteur n°2 était un peu incliné. A 240kN, un des appuis a bougé.			

Résultats d'essai :

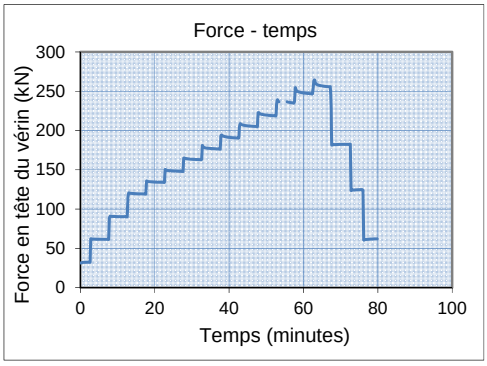


Figure 350 Programme de chargement

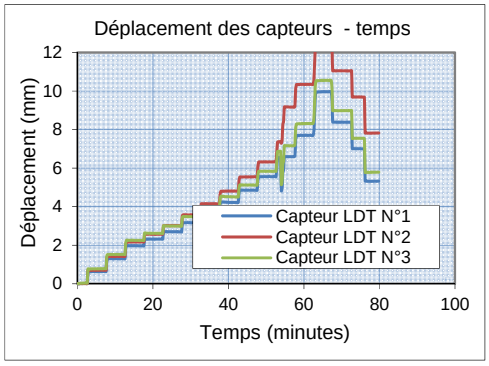


Figure 351 Déplacements en tête du vérin

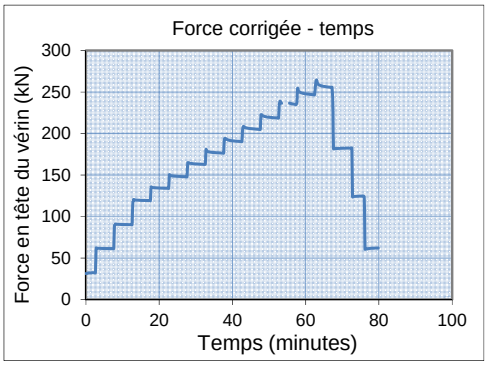


Figure 352 Correction du chargement

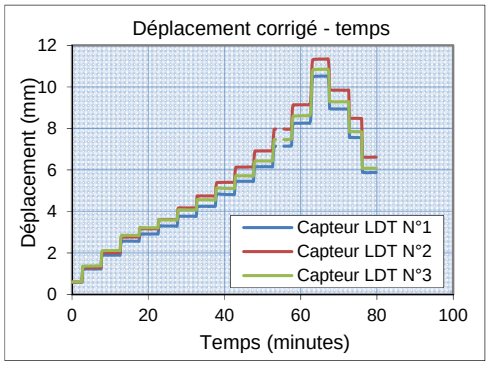


Figure 353 Correction des déplacements

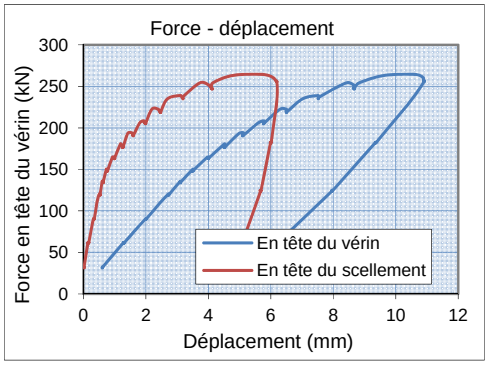


Figure 354 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.6. Essais d'arrachement N°12.x – Barre de diamètres 28mm

2.6.1. Essai 12.1

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°12.1	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		1/3/16 10:00	
Condition météo		froid et humide	
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	308
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	339
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	26,5
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	28
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	76
Longueur du forage		L_forage(m)	2,3
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,93
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☑	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 28mm		(voir sous-annexe 2)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	300
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	2,5
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 20-30 cm			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Le châssis a glissé à deux reprises : à 250kN et à 300kN. Suite à ce dernier glissement, l'essai a été arrêté sans déchargement. Mesure de FO jusqu'à : le palier de chargement de 300 kN.			

Résultats d'essai :

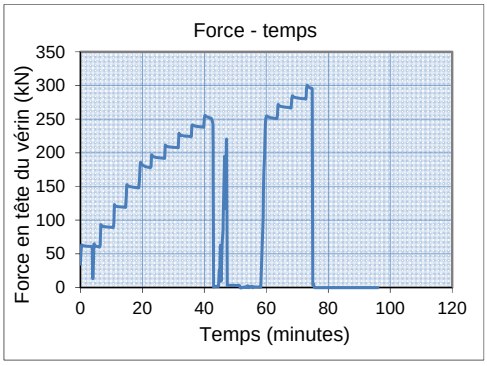


Figure 355 Programme de chargement

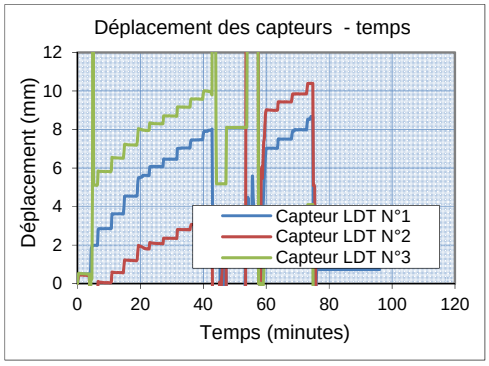


Figure 356 Déplacements en tête du vérin

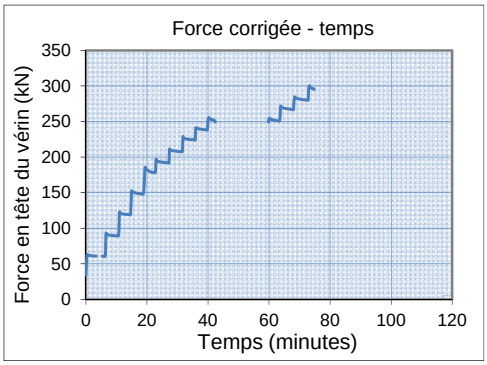


Figure 357 Correction du chargement

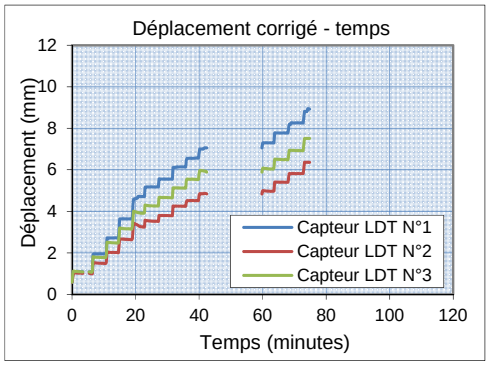


Figure 358 Correction des déplacements

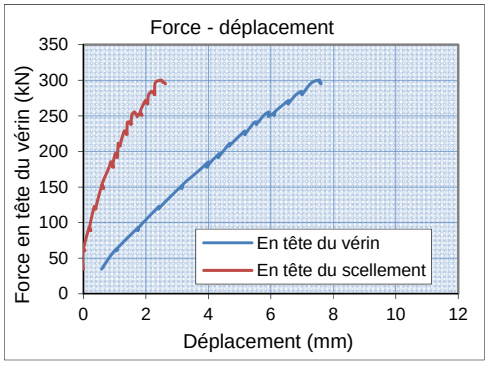


Figure 359 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.6.2. Essai 12.2

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°12.2	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		14/3/16 11:00	
Condition météo		froid et humide	
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	308
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	339
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	60,5
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	18
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	28
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	76
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,88
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 28mm		(voir sous-annexe 2)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	310
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	3,4
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 20-30 cm			
Observation lors de la réalisation d'arrachement :			

Résultats d'essai :

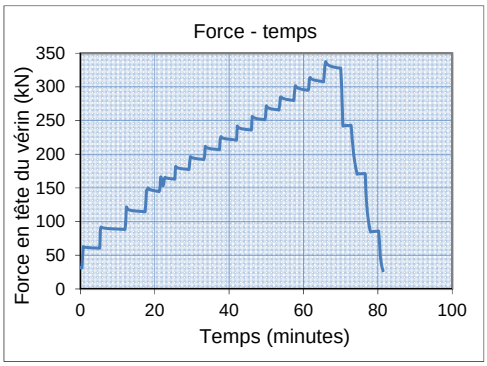


Figure 360 Programme de chargement

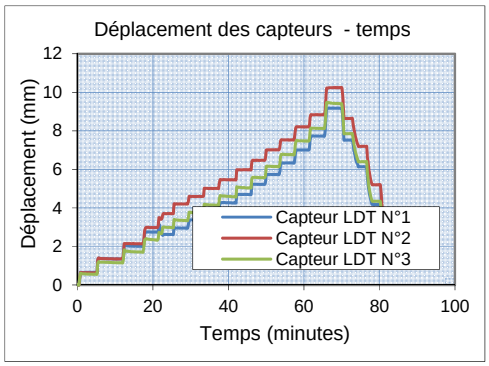


Figure 361 Déplacements en tête du vérin

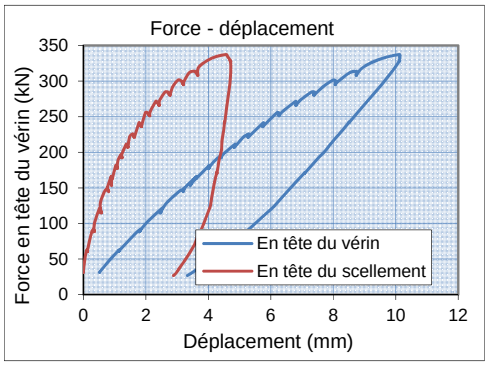


Figure 362 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.6.3. Essai 12.3

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°12.3	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		2/2/16 17:30	
Condition météo		humide	
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	308
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	339
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	60,5
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	16,5
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	28
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	76
Longueur du forage		L_forage(m)	2,3
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,90
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 28mm		(voir sous-annexe 2)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	317
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	3,9
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 20-30 cm			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : A 120kN, un des appuis a glissé.			

Résultats d'essai :

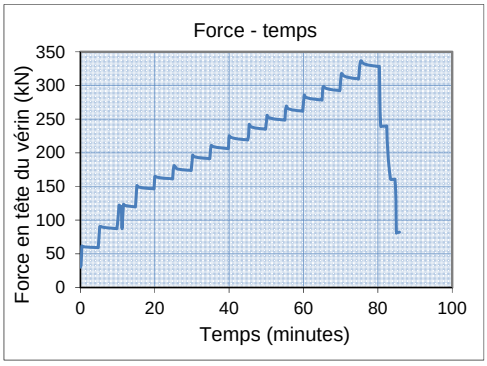


Figure 363 Programme de chargement

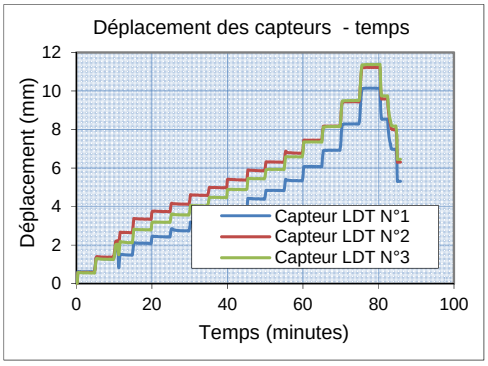


Figure 364 Déplacements en tête du vérin

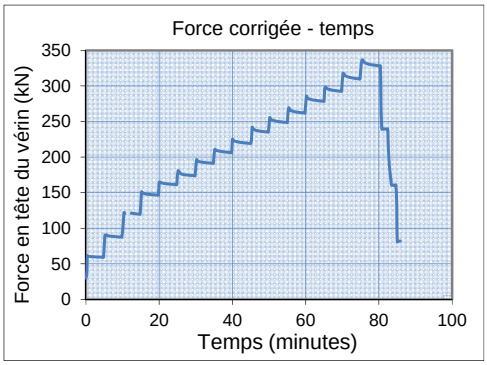


Figure 365 Correction du chargement

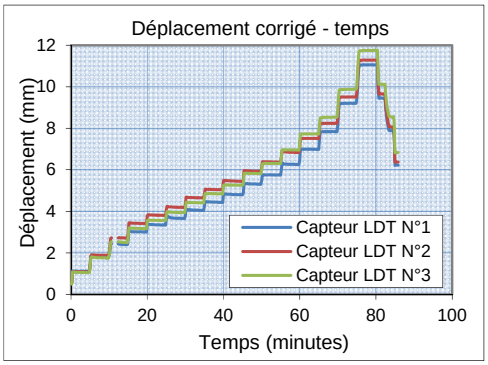


Figure 366 Correction des déplacements

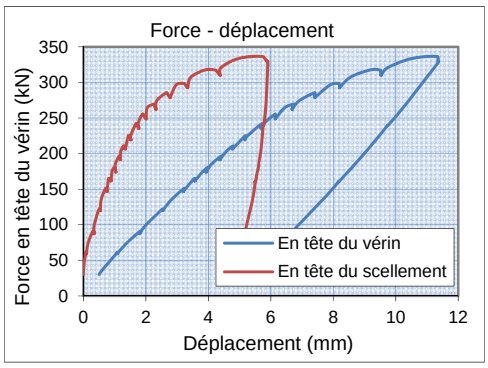


Figure 367 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.7. Essais d'arrachement N°13.x – Barre de diamètres 32mm

2.7.1. Essai 13.1

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°13.1	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		1/3/16 17:00	
Condition météo		froid et humide	
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	402
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	442
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	22,5
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	32
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	76
Longueur du forage		L_forage(m)	2,25
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,87
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☑	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 32 mm		(voir sous-annexe 3)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	405
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	3,0
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Pas d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : A l'œil nul, la barre s'est fléchie de manière assez importante lors de l'essai. La fibre optique a été cassée lors que la force appliquée a atteint 405 kN. Mesure de FO jusqu'à : le palier de chargement de 405 kN.			

Résultats d'essai :

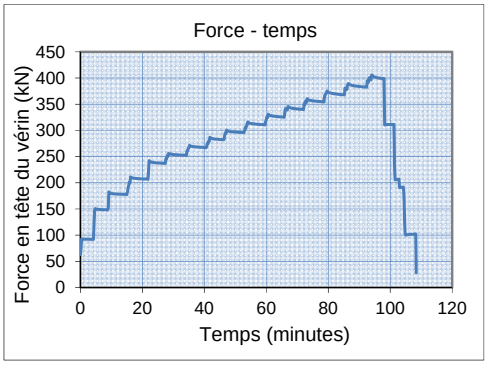


Figure 368 Programme de chargement

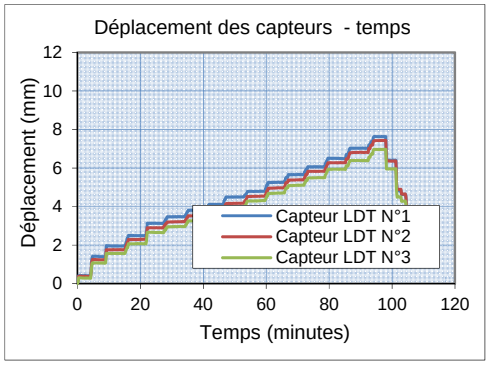


Figure 369 Déplacements en tête du vérin

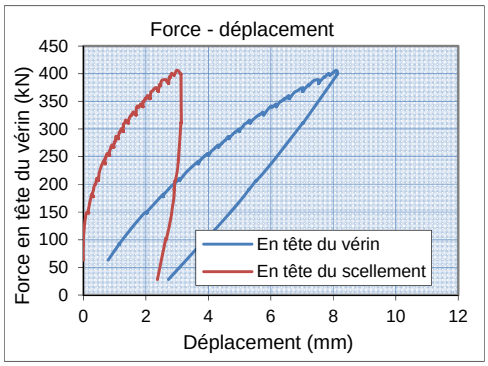


Figure 370 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.7.2. Essai 13.2

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°13.2	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		14/3/16 14:00	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	402
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	442
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	21
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	32
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	76
Longueur du forage		L_forage(m)	2,25
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,81
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 32 mm		(voir sous-annexe 3)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	406
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	3,7
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Pas d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : A 255kN, le châssis a glissé par écrasement des appuis.			

Résultats d'essai :

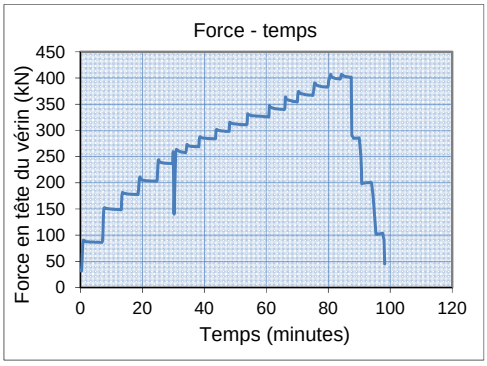


Figure 371 Programme de chargement

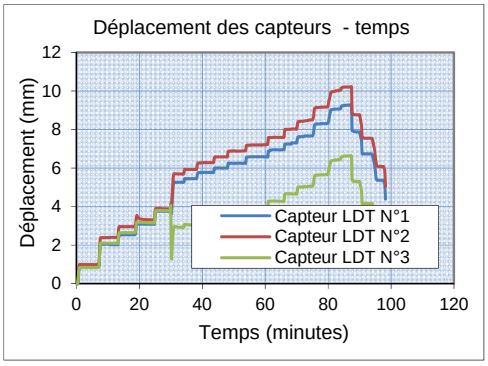


Figure 372 Déplacements en tête du vérin

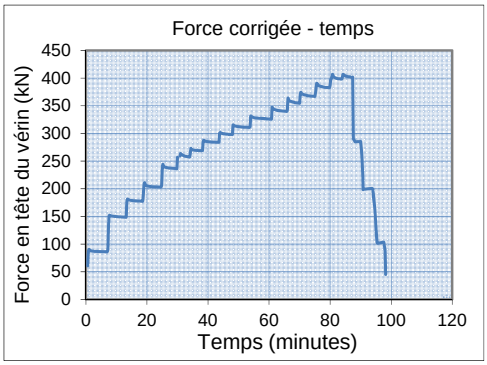


Figure 373 Correction du chargement

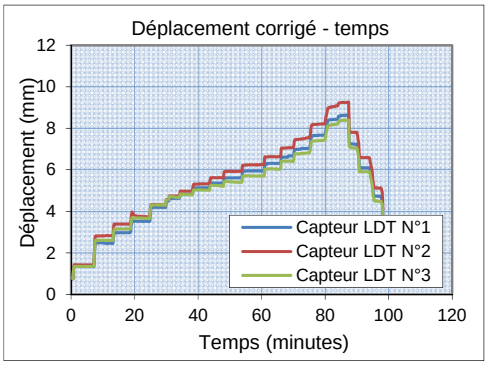


Figure 374 Correction des déplacements

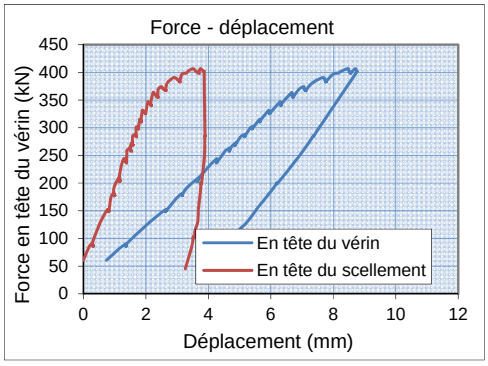


Figure 375 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.7.3. Essai 13.3

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°13.3	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		14/3/16 16:45	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	402
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	442
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	30
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	32
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	76
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,81
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 32 mm		(voir sous-annexe 3)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	406
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	4,2
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Pas d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Au niveau du manchon de raccordement, la barre s'est fléchie. L'essai a été réalisé selon deux procédures de chargement différentes : • Le premier chargement a été effectué selon le programme de chargement prescrit. • Le deuxième chargement a été effectué selon un chargement cyclique entre 150kN et 350kN pour évaluer son influence sur la résistance de l'ancrage.			

Résultats d'essai :

1er chargement :

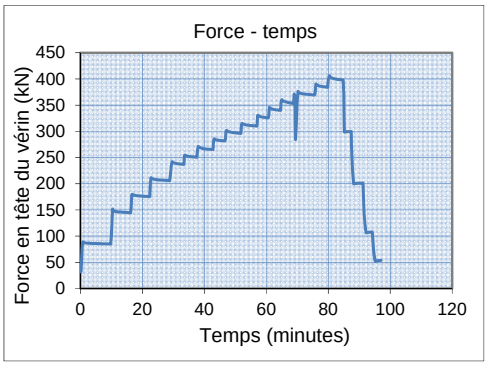


Figure 376 Programme de chargement

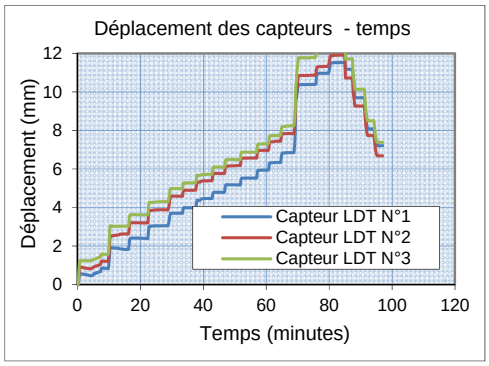


Figure 377 Déplacements en tête du vérin

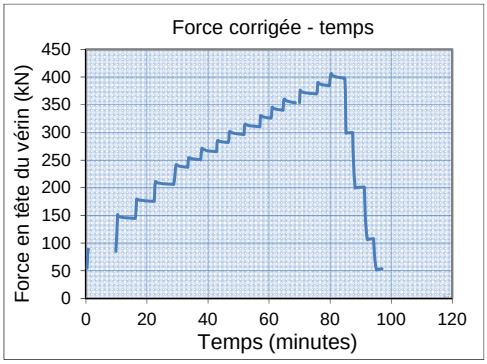


Figure 378 Correction du chargement

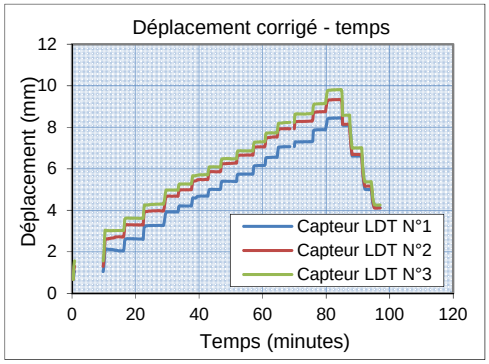


Figure 379 Correction des déplacements

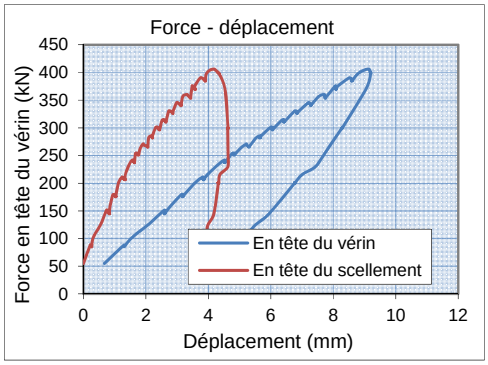


Figure 380 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2ème chargement : Avec le chargement cyclique

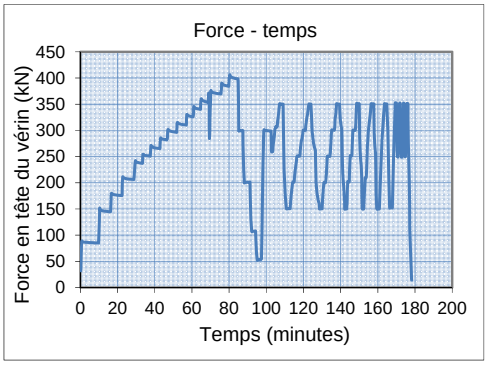


Figure 381 Programme de chargement

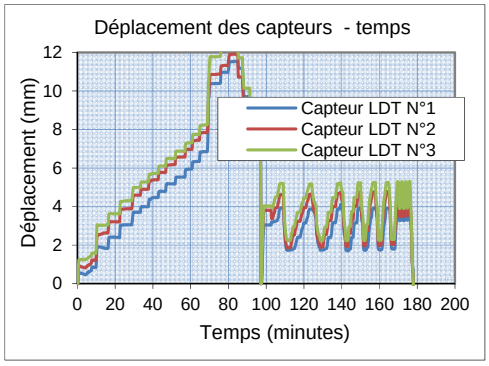


Figure 382 Déplacements en tête du vérin

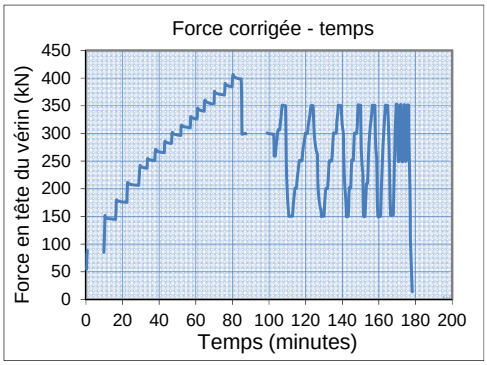


Figure 383 Correction du chargement

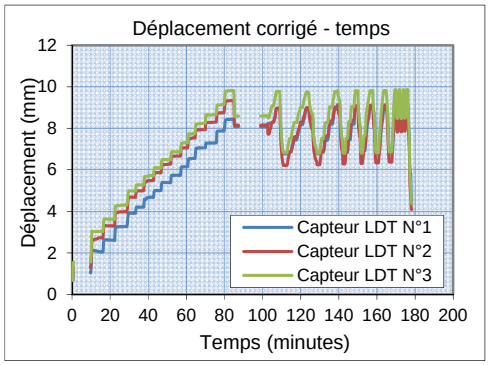


Figure 384 Correction des déplacements

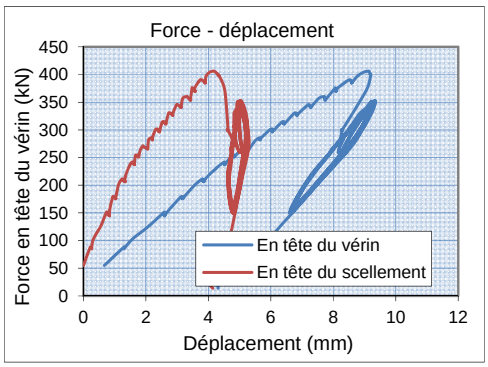


Figure 385 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.8. Essais d'arrachement N°14.x – Barre de diamètres 32mm

2.8.1. Essai 14.1

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°14.1	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		3/3/16 11:50	
Condition météo		froid et humide	
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	402
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	442
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	33
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	32
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	90
Longueur du forage		L_forage(m)	2,25
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,875
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☑	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 32 mm		(voir sous-annexe 3)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	405
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	3,67
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 20-30cm			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Le capteur n°2 est visuellement un peu incliné. Mesure de FO jusqu'à : la fin du déchargement.			

Résultats d'essai :

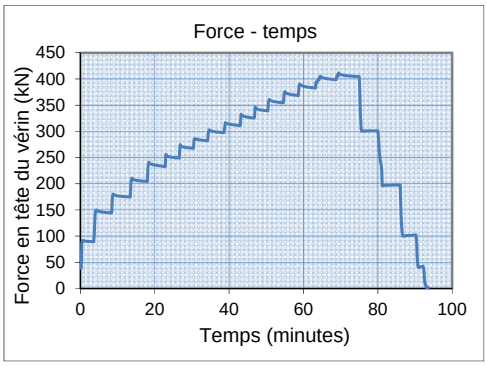


Figure 386 Programme de chargement

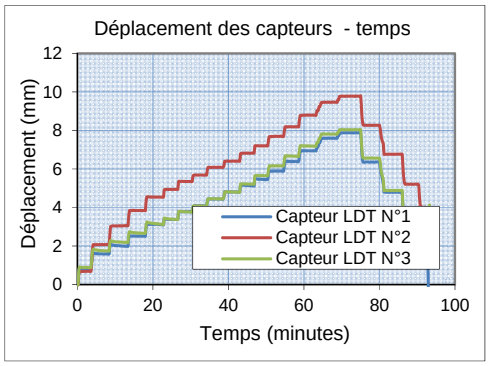


Figure 387 Déplacements en tête du vérin

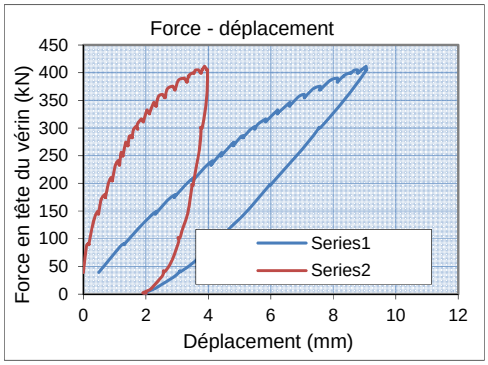


Figure 388 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.8.2. Essai 14.2

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°14.2	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		15/3/16 15:30	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	402
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	442
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	60,5
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	30
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	32
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	90
Longueur du forage		L_forage(m)	2,25
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,825
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	☐
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 32 mm		(voir sous-annexe 3)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	406
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	4,56
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 20-30cm			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Un morceau de roche sous un des pieds a éclaté, l'appui a donc glissé à 150kN.			

Résultats d'essai :

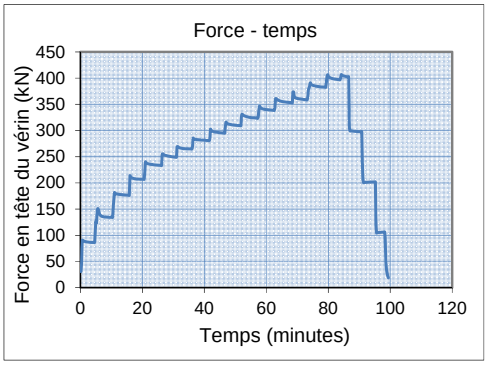


Figure 389 Programme de chargement

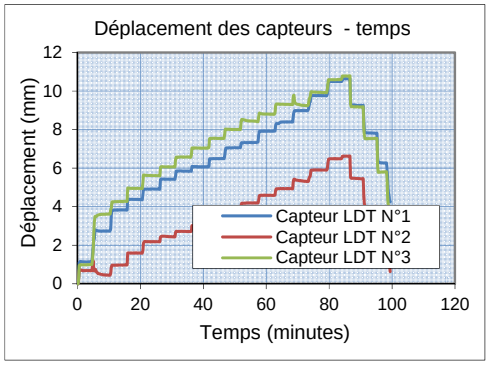


Figure 390 Déplacements en tête du vérin

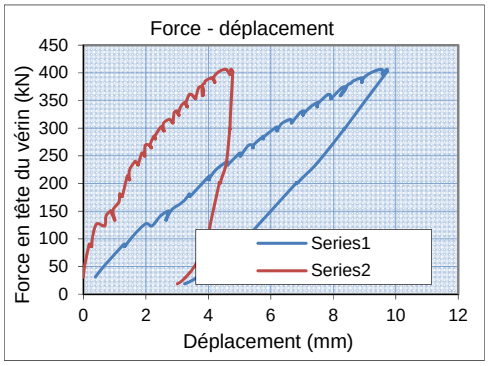


Figure 391 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.8.3. Essai 14.3

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°14.3	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		15/3/16 11:30	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	402
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	442
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	29
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	32
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	90
Longueur du forage		L_forage(m)	2,3
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,84
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 32mm		(voir sous-annexe 3)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	256
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	2,26
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 20-30cm			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : C'est le seul essai où on a pu arracher la barre d'acier. La barre arrachée est présentée sur la figure ci-dessous On peut observer sur cette figure, que la barre a trois teintes de couleurs différentes : une teinte grise au niveau du bouchon (couleur d'acier inchangée), une teinte blanche avant et après la position du bouchon et une teinte rouillée dans la partie haute de la barre d'acier. Il s'avère que le coulis dans ce cas est sorti au-delà du bouchon à l'injection sur une longueur plus ou moins de 160mm.			

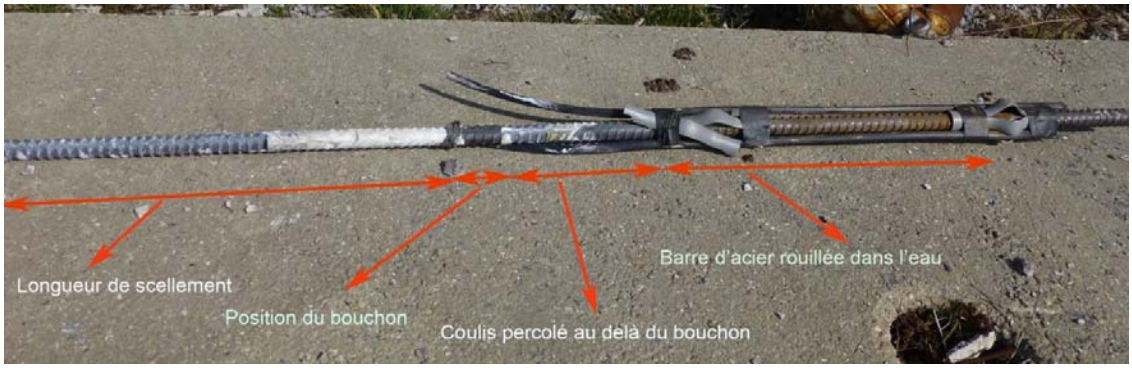


Figure 392 Barre d'acier arrachée de l'essai n°14.3

Résultats d'essai :

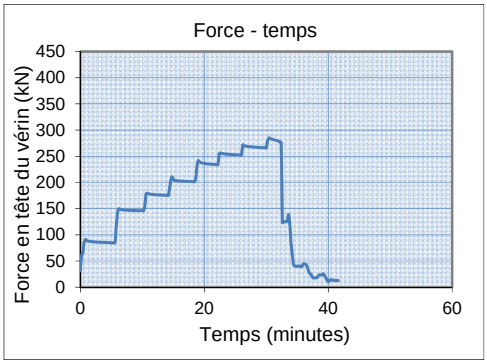


Figure 393 Programme de chargement

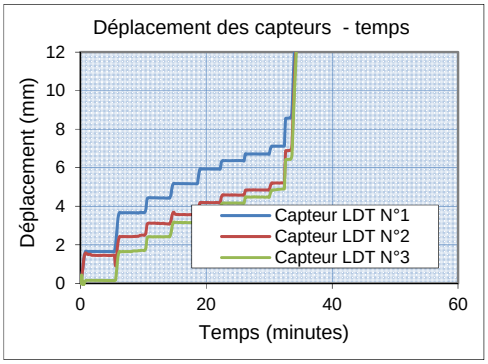


Figure 394 Déplacements en tête du vérin

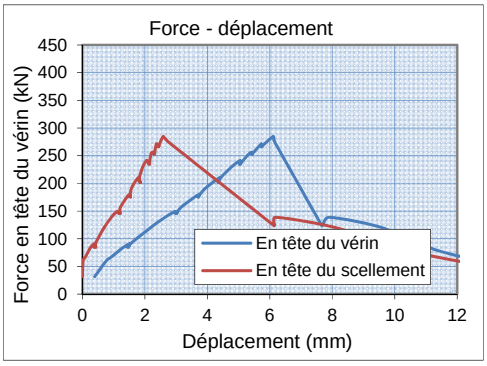


Figure 395 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.9. Essais d'arrachement N°17.x – Coulis de classe de résistance 32,5MPa

2.9.1. Essai 17.1

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°17.1	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		24/2/16 12:00	
Condition météo		froid & humide	
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	OPTIMAT CEM II/B-LL 32,5 R CE NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	19
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,3
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,845
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☑	
Jauges de déformation		☒	
Propramme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	270
Déplacement correspondant au pic		u(mm)	4,09
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Pas d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : La fibre est cassée à la jonction entre la partie collée et la partie libre à 210 kN. Mesure de FO jusqu'à : le palier de chargement de 210 kN.			

Résultats d'essai :

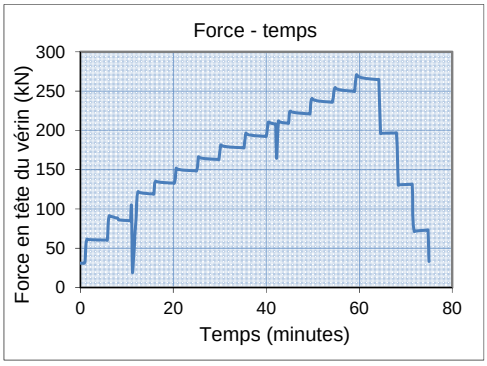


Figure 396 Programme de chargement

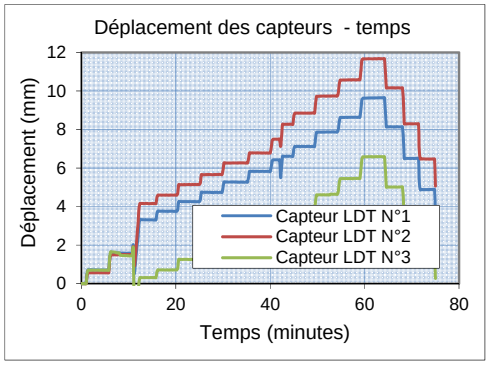


Figure 397 Déplacements en tête du vérin

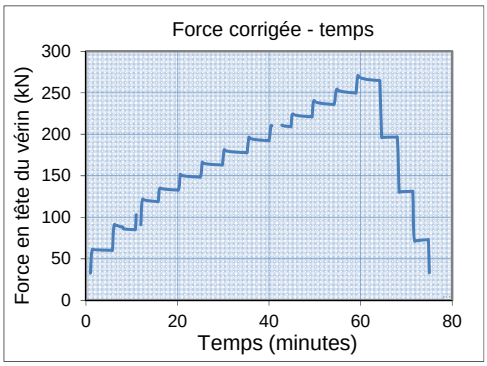


Figure 398 Correction du chargement

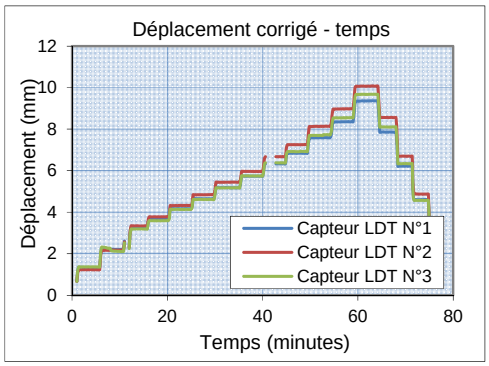


Figure 399 Correction des déplacements

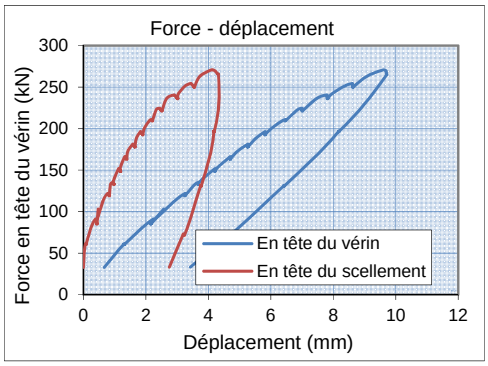


Figure 400 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.9.2. Essai 17.2

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°17.2	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		27/1/16 14:15	
Condition météo		froid & humide	
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	OPTIMAT CEM II/B-LL 32,5 R CE NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	21
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,91
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	267
Déplacement correspondant au pic		u(mm)	3,85
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Pas d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement :			

Résultats d'essai :

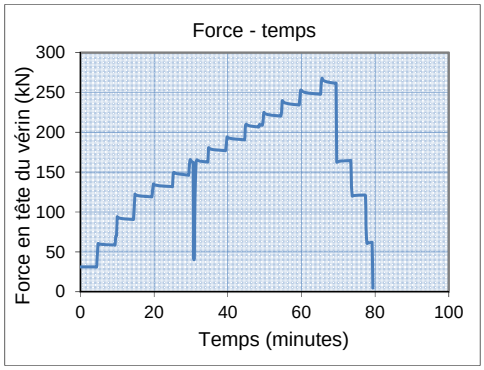


Figure 401 Programme de chargement

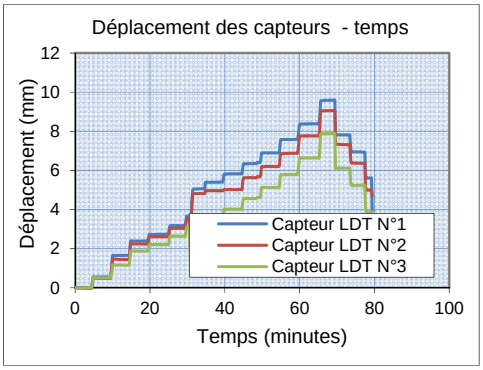


Figure 402 Déplacements en tête du vérin

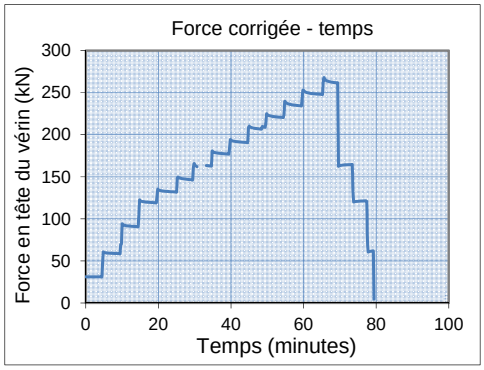


Figure 403 Correction du chargement

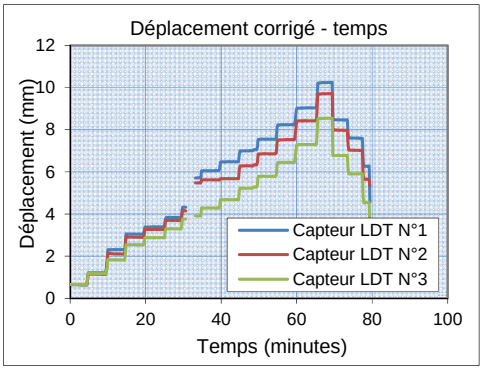


Figure 404 Correction des déplacements

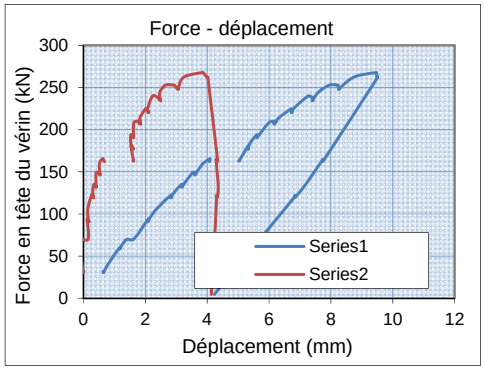


Figure 405 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.9.3. Essai 17.3

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°17.3	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		27/1/16 16:30	
Condition météo		froid & humide	
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	OPTIMAT CEM II/B-LL 32,5 R CE NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	19
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,3
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,96
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	250
Déplacement correspondant au pic		u(mm)	4,07
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Présence d'eau au fond sur 20-30cm			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : A 135kN, les appuis glissent. Le capteur n°2 n'est plus appuyé sur la plaque de mesure. La barre s'est mise en flexion.			

Résultats d'essai :

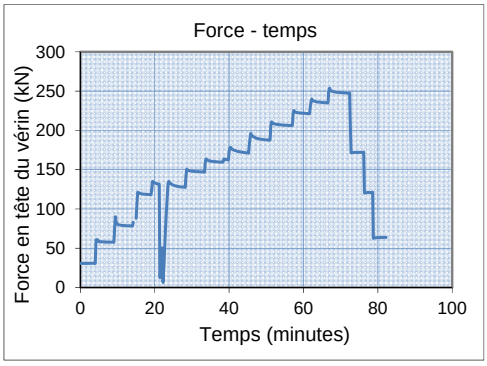


Figure 406 Programme de chargement

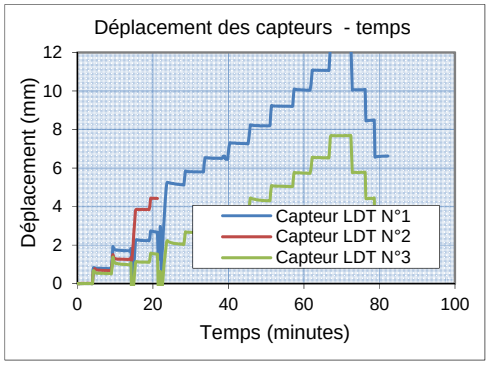


Figure 407 Déplacements en tête du vérin

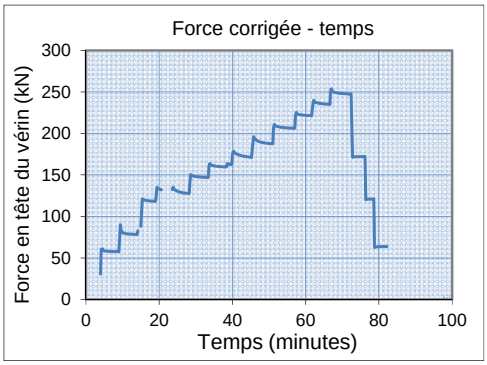


Figure 408 Correction du chargement

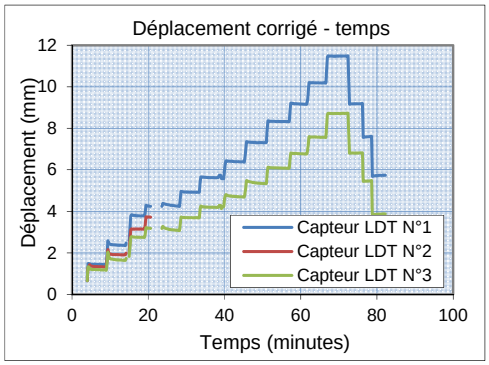


Figure 409 Correction des déplacements

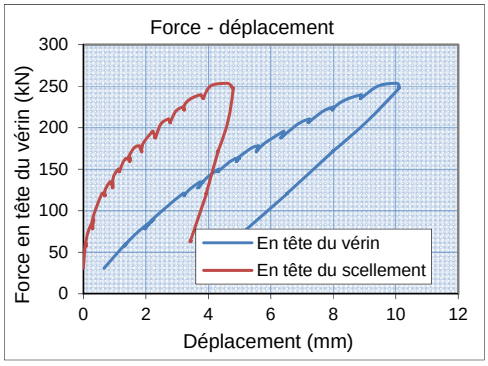


Figure 410 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.10. Essais d'arrachement N°18.x – Canule d'injection

2.10.1.Essai 18.1

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°18.1	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		18/1/16 13:50	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	14
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	1,00
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	240
Déplacement correspondant au pic		u(mm)	2,81
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Plein d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement :			

Résultats d'essai :

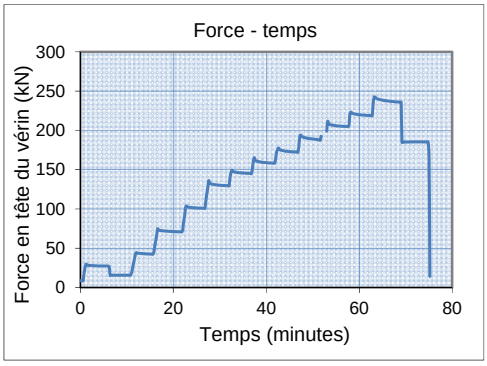


Figure 411 Programme de chargement

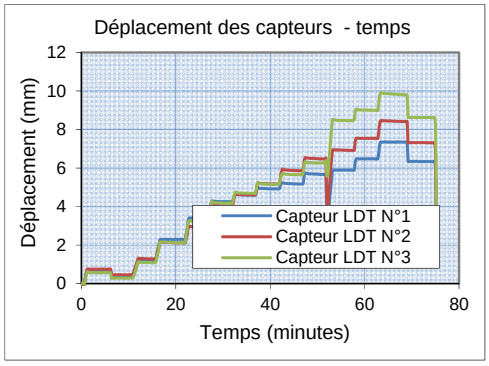


Figure 412 Déplacements en tête du vérin

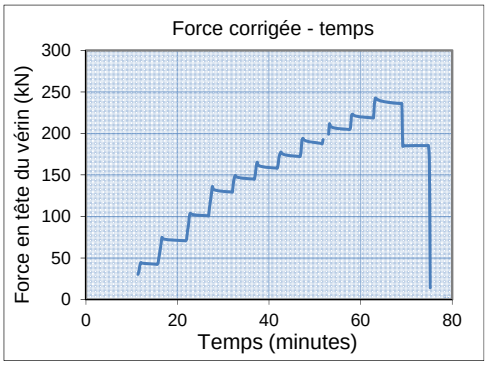


Figure 413 Correction du chargement

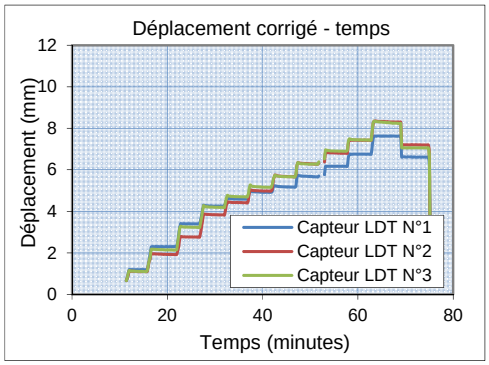


Figure 414 Correction des déplacements

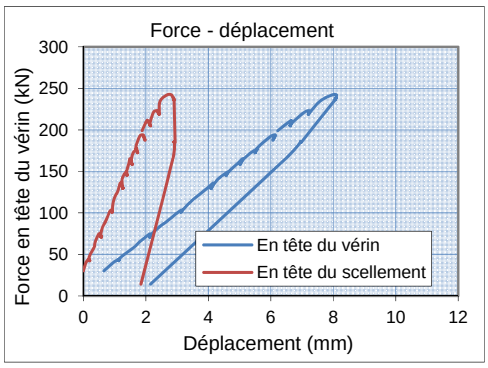


Figure 415 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.10.2.Essai 18.2

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°18.2	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		21/1/16 12:40	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	21
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,88
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	☐
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	244
Déplacement correspondant au pic		u(mm)	2,80
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Plein d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : La barre n'est pas dans le plan vertical perpendiculaire à la paroi.			

Résultats d'essai :

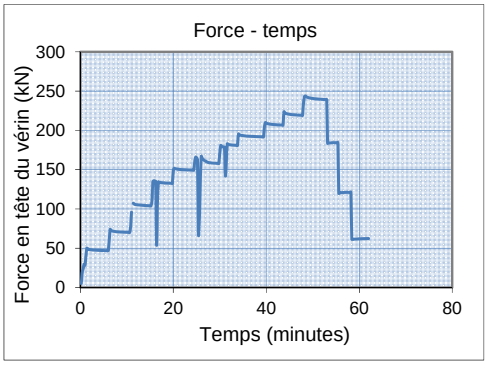


Figure 416 Programme de chargement

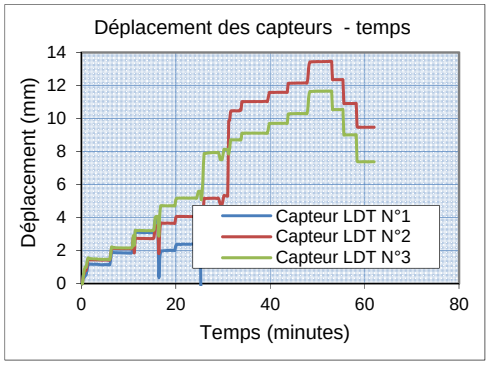


Figure 417 Déplacements en tête du vérin

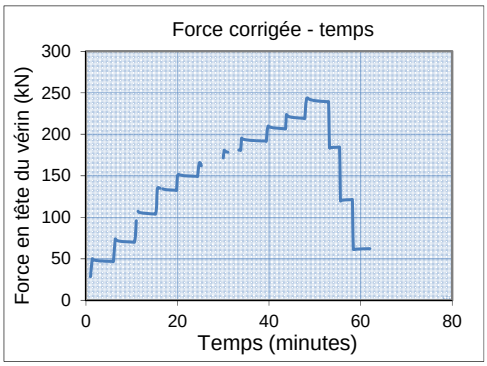


Figure 418 Correction du chargement

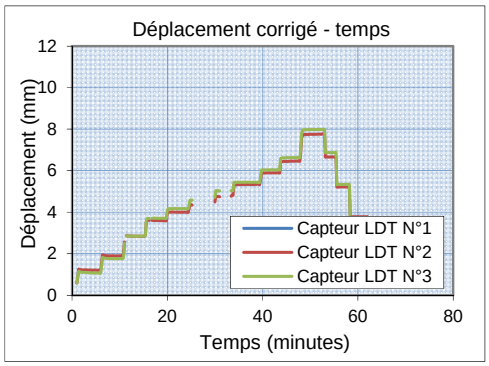


Figure 419 Correction des déplacements

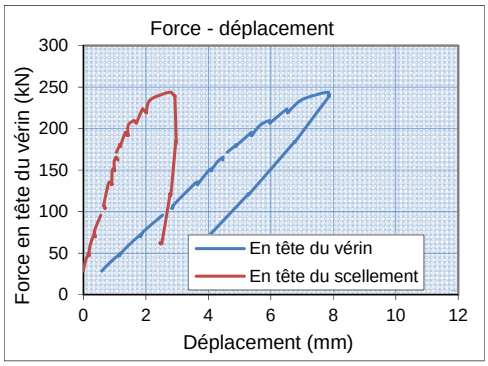


Figure 420 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.10.3.Essai 18.3

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°18.3	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		18/1/16 16:40	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	17,5
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	1,07
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	☐
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	270
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	2,14
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Plein d'eau			
Observation lors de la réalisation d'arrachement :			

Résultats d'essai :

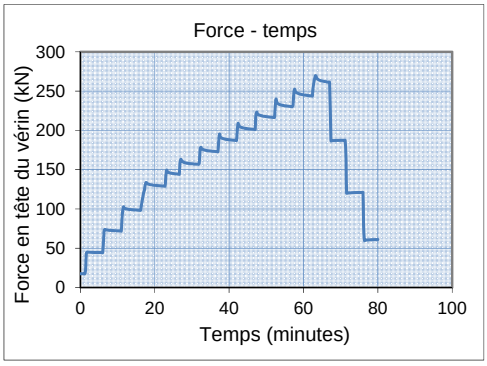


Figure 421 Programme de chargement

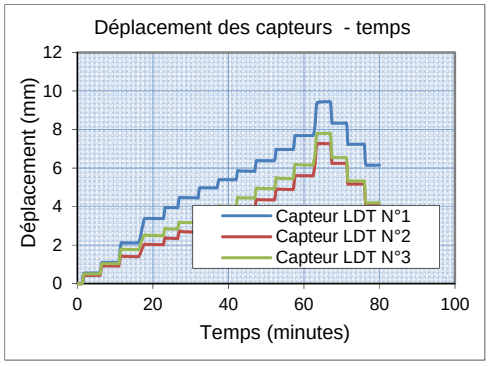


Figure 422 Déplacements en tête du vérin

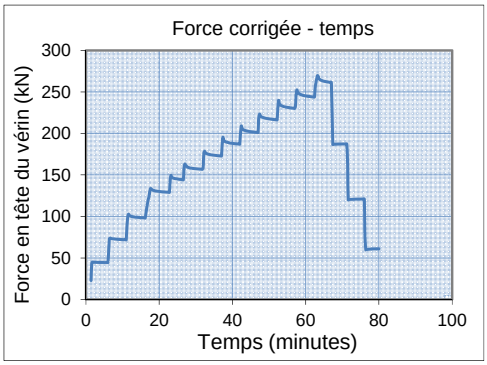


Figure 423 Correction du chargement

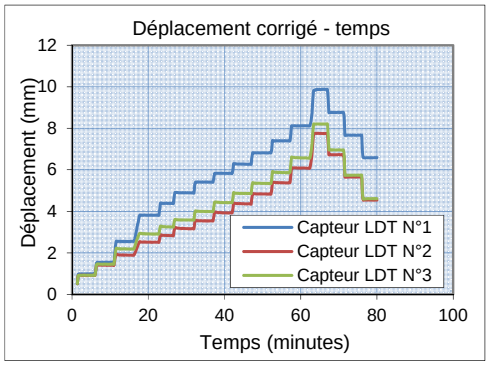


Figure 424 Correction des déplacements

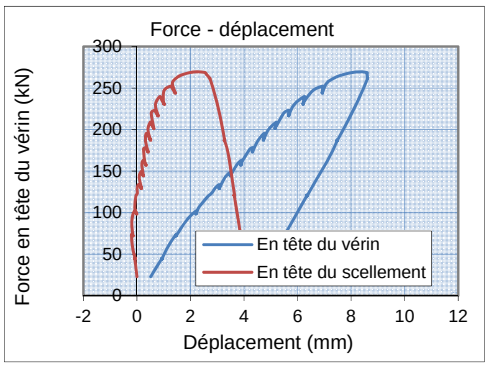


Figure 425 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.11. Essais d'arrachement N°19.x – Chaussette géotextile

2.11.1.Essai 19.1

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°19.1	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		21/1/16 16:40	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	60,5
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	23
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,2
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	1,00
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	☐
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	272
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	2,5
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Plein d'eau; le coulis est sorti en tête de forage au moment de l'injection. Il est supposé que la chaussette a été endommagée.			
Observation lors de la réalisation d'arrachement :			

Résultats d'essai :

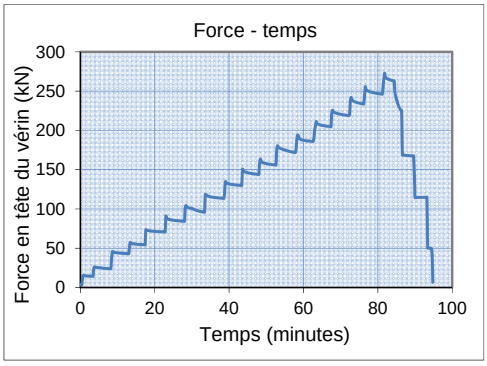


Figure 426 Programme de chargement

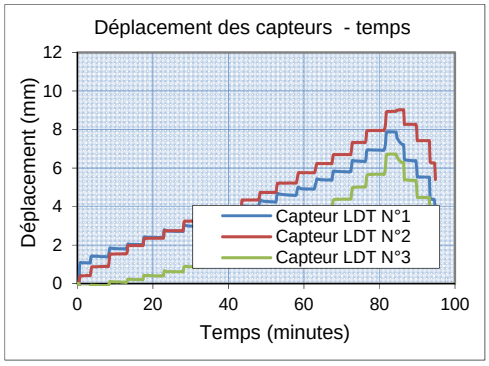


Figure 427 Déplacements en tête du vérin

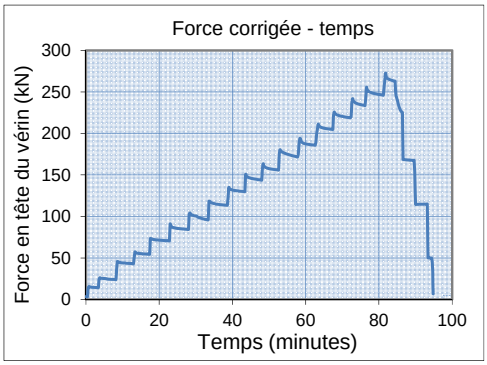


Figure 428 Correction du chargement

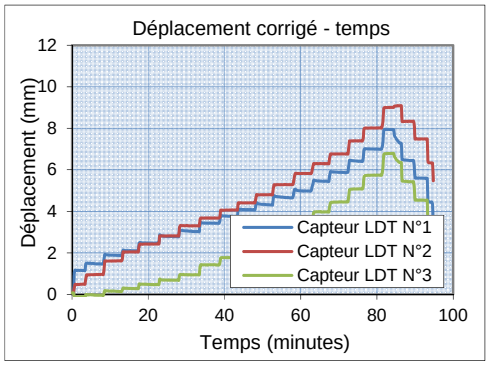


Figure 429 Correction des déplacements

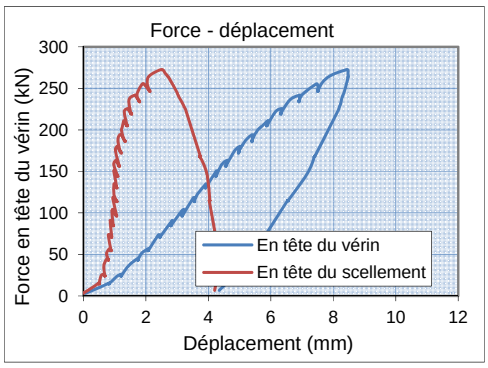


Figure 430 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.11.2.Essai 19.2

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°19.2	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		21/1/16 14:25	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	24
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,3
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,95
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	10
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	6
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre : Plein d'eau; le coulis est sorti par le forage au moment de l'injection. Il est supposé que la chaussette était abîmée.			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : La rupture de l'ancrage est intervenue dès très tôt de chargement. Après avoir faire sortir la barre d'acier, il est constaté que le diamètre de la chaussette géotextile est en réalité plus petit que celui du forage. Il n'y a pas vraiment un contact entre eux			



Résultats d'essai :

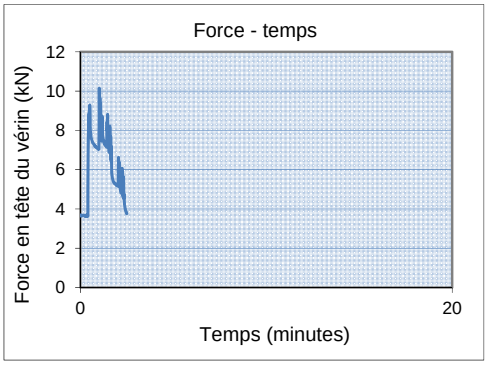


Figure 431 Programme de chargement

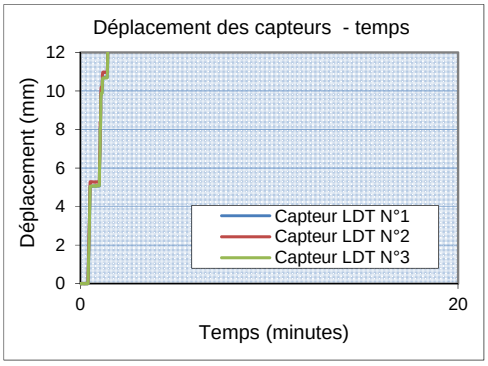


Figure 432 Déplacements en tête du vérin

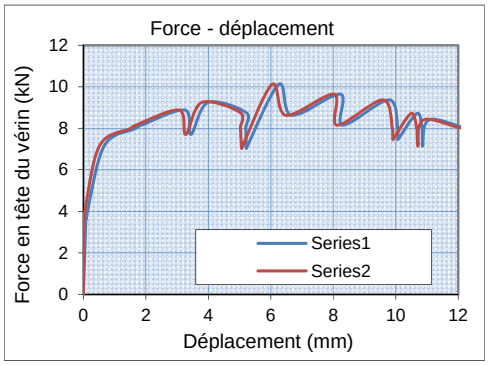


Figure 433 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.11.3.Essai 19.3

Fiche d'essai d'arrachement			
Information sur l'ancrage			
Site		Montagnole	
Numéro d'ancrage		n°19.2	
Date d'injection		25/11/15	
Date d'arrachement		21/1/16 14:25	
Condition météo			
Caractérisation des matériaux			
Acier	Nuance	S500/550	
	Résistance élastique en traction	Fe(kN)	245
	Résistance à la rupture en traction	Fu(kN)	270
Roche	Calcaire compact, peu fracturé		
	Résistance en compression	Rc (MPa)	103,4
	Résistance en traction	Rt (MPa)	6,9
Ciment	PERFORMAT CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF		
	Ratio eau/ciment	E/C	0,45
Géométrie de l'ancrage			
Inclinaison de l'ancrage		phi(°)	24
Diamètre de la barre		Ø_barre(mm)	25
Diamètre du forage		Ø_forage(mm)	64
Longueur du forage		L_forage(m)	2,3
Longueur de scellement		L1(m)	0,75
Longueur libre de la barre d'acier dans le forage		L2(m)	1,25
Longueur libre de la barre d'acier hors du forage		L3(m)	0,95
Instrumentation			
Capteur de force		☑	
Capteurs de déplacement		☑	
Fibre optique		☒	
Jauges de déformation		☒	
Programme de chargement/déchargement			
pour barre diamètre 25mm		(voir sous-annexe 1)	
Résultats d'essai			
Force maximale		F(kN)	20
Déplacement en tête du scellement correspondant au pic		u(mm)	5
Remarques			
Observation lors de la mise en œuvre :			
Observation lors de la réalisation d'arrachement : Une rupture de l'ancrage est intervenue très tôt dans le chargement. Mais il n'a pas été possible de faire sortir la barre d'acier.			

Résultats d'essai :

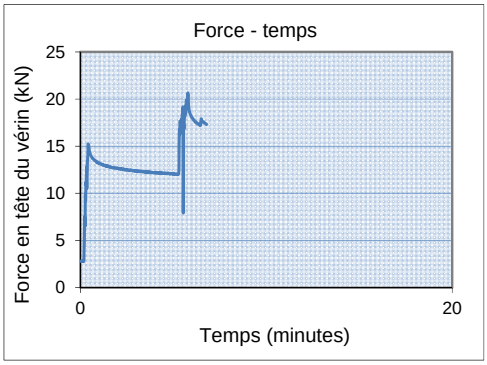


Figure 434 Programme de chargement

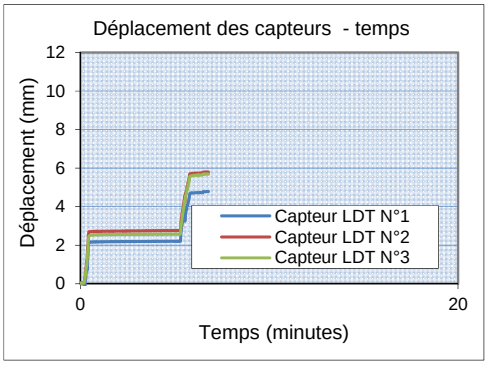


Figure 435 Déplacements en tête du vérin

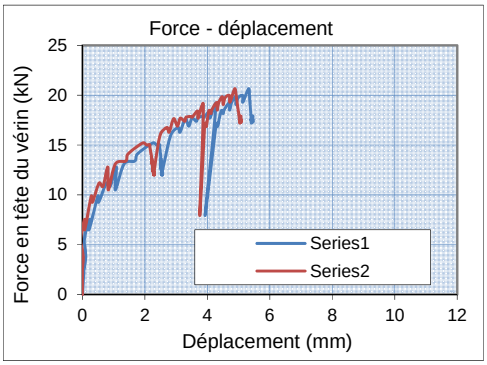


Figure 436 Courbe de comportement: force en fonction du déplacement en tête du vérin et en tête du scellement

2.12. Programmes de chargement

2.12.1. Sous-annexe 1 - Programme de chargement de la barre diamètre 25 mm

Programme de chargement/déchargement pour barre de diamètre 25 mm

Information sur l'ancrage

Numéro de l'ancrage:		Site:	
Diamètre de la barre d'acier:	25	Date:	
Limite élastique (kN)	245.4	Heure:	
Limite de rupture (kN)	270.0	Condition météo:	
Longueur de scellement (m)			
Positions de bouchon et centreurs			
Présence de l'eau:	Oui/non		

Capteurs de déplacement

Position des captueurs	Inclinaison des capteurs?	Distance entre la plaque servant capteurs de déplacement et tête du forage
N°1		
N°2		
N°3		

Programme de chargement

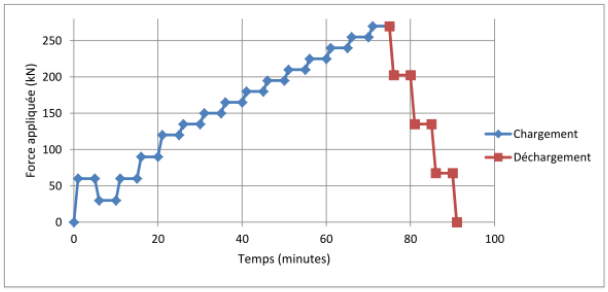
Description: Le chargement des ancrages est effectué selon des paliers de force
comme indiqué ci-dessous avec une montée en charge sur 1 minute et palier constant pendant 4 minutes.
Temps total estimé 91 minutes

Numéro de palier	Etat	Temps chronométré (minutes)	Pression visée (bars)	Force visée (kN)	Temps réel (minutes)	Force obtenue (kN)	Déplacement obtenu (kN)	Remarques/observations (bruits, chute de force, chute de déplacement…)
0	Départ	0	0	0				
1	Montée en pression	1	71	60				
	Palier	5	71	60				
2	Descente en pressior	6	36	30				
	Palier	10	36	30				
3	Montée en pression	11	71	60				
	Palier	15	71	60				
4	Montée en pression	16	107	90				
	Palier	20	107	90				
5	Montée en pression	21	142	120				
	Palier	25	142	120				
6	Montée en pression	26	160	135				
	Palier	30	160	135				
7	Montée en pression	31	178	150				
	Palier	35	178	150				
8	Montée en pression	36	195	165				
	Palier	40	195	165				
9	Montée en pression	41	213	180				
	Palier	45	213	180				
10	Montée en pression	46	231	195				
	Palier	50	231	195				
11	Montée en pression	51	249	210				
	Palier	55	249	210				
12	Montée en pression	56	266	225				
	Palier	60	266	225				
13	Montée en pression	61	284	240				
	Palier	65	284	240				
14	Montée en pression	66	302	255				
	Palier	70	302	255				
15	Montée en pression	71	320	270				
	Palier	75	320	270				
15	Montée en pression							
	Palier							

Programme de déchargement

Numéro de palier	Etat	Temps chronométré (minutes)	Pression visée (bars)	Force visée (kN)	Temps réel (minutes)	Force obtenue (kN)	Déplacement obtenu (kN)	Remarques/observations
0	Départ	75	320	270				
1	Descente en pressior	76	240	203				
	Palier	80	240	203				
2	Descente en pressior	81	160	135				
	Palier	85	160	135				
3	Descente en pressior	86	80	68				
	Palier	90	80	68				
4	Descente en pressior	91	0	0				

Autres remarques:



2.12.2. Sous-annexe 2 - Programme de chargement de la barre diamètre 28 mm

Programme de chargement/déchargement pour barre de diamètre 28 mm

Information sur l'ancrage

	Numéro de l'ancrage:		Site:
	Diamètre de la barre d'acier:	28	Date:
	Limite élastique (kN)	307.9	Heure:
	Limite de rupture (kN)	338.7	Condition météo:
	Longueur de scellement (m)		
	Positions de bouchon et centreurs		
	Présence de l'eau:	Oui/non	

Capteurs de déplacement Position des captueurs — Inclinaison des capteurs? — Distance entre la plaque servant capteurs de déplacement et tête du forage

N°1
N°2
N°3

Programme de chargement

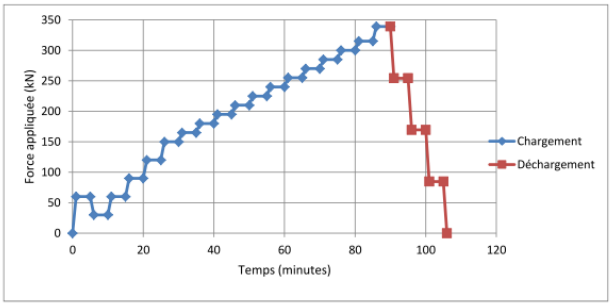
Description: Le chargement des ancrages est effectué selon des paliers de force
comme indiqué ci-dessous avec une montée en charge sur 1 minute et palier constant pendant 4 minutes.
Temps total estimé 106 minutes

Numéro de palier	Etat	Temps chronométré (minutes)	Pression visée (bars)	Force visée (kN)	Temps réel (minutes)	Force obtenue (kN)	Déplacement obtenu (kN)	Remarques/observations (bruits, chute de force, chute de déplacement…)
0	Départ	0	0	0				
1	Montée en pression	1	71	60				
	Palier	5	71	60				
2	Descente en pressior	6	36	30				
	Palier	10	36	30				
3	Montée en pression	11	71	60				
	Palier	15	71	60				
4	Montée en pression	16	107	90				
	Palier	20	107	90				
5	Montée en pression	21	142	120				
	Palier	25	142	120				
6	Montée en pression	26	178	150				
	Palier	30	178	150				
7	Montée en pression	31	195	165				
	Palier	35	195	165				
8	Montée en pression	36	213	180				
	Palier	40	213	180				
9	Montée en pression	41	231	195				
	Palier	45	231	195				
10	Montée en pression	46	249	210				
	Palier	50	249	210				
11	Montée en pression	51	266	225				
	Palier	55	266	225				
12	Montée en pression	56	284	240				
	Palier	60	284	240				
13	Montée en pression	61	302	255				
	Palier	65	302	255				
14	Montée en pression	66	320	270				
	Palier	70	320	270				
15	Montée en pression	71	337	285				
	Palier	75	337	285				
16	Montée en pression	76	355	300				
	Palier	80	355	300				
17	Montée en pression	81	373	315				
	Palier	85	373	315				
18	Montée en pression	86	401	339				
	Palier	90	401	339				

Programme de déchargement

Numéro de palier	Etat	Temps chronométré (minutes)	Pression visée (bars)	Force visée (kN)	Temps réel (minutes)	Force obtenue (kN)	Déplacement obtenu (kN)	Remarques/observations
0	Départ	90	401	339				
1	Descente en pressior	91	301	254				
	Palier	95	301	254				
2	Descente en pressior	96	201	170				
	Palier	100	201	170				
3	Descente en pressior	101	100	85				
	Palier	105	100	85				
4	Descente en pressior	106	0	0				

Autres remarques:



2.12.3. Sous-annexe 3 - Programme de chargement de la barre diamètre 32 mm

Programme de chargement/déchargement pour barre de diamètre 32 mm

Information sur l'ancrage

	Numéro de l'ancrage:		Site:
	Diamètre de la barre d'acier:	32	Date:
	Limite élastique (kN)	402.1	Heure:
	Limite de rupture (kN)	442.3	Condition météo:
	Longueur de scellement (m)		
	Positions de bouchon et centreurs		
	Présence de l'eau:	Oui/non	

Capteurs de déplacement Position des captueurs — Inclinaison des capteurs? — Distance entre la plaque servant capteurs de déplacement et tête du forage

N°1
N°2
N°3

Programme de chargement

Description: Le chargement des ancrages est effectué selon des paliers de force comme indiqué ci-dessous avec une montée en charge sur 1 minute et palier constant pendant 4 minutes.

Temps total estimé 116 minutes

Numéro de palier	Etat	Temps chronométré (minutes)	Pression visée (bars)	Force visée (kN)	Temps réel (minutes)	Force obtenue (kN)	Déplacement obtenu (kN)	Remarques/observations (bruits, chute de force, chute de déplacement…)
0	Départ	0	0	0				
1	Montée en pression	1	71	60				
	Palier	5	71	60				
2	Descente en pressior	6	36	30				
	Palier	10	36	30				
3	Montée en pression	11	107	90				
	Palier	15	107	90				
4	Montée en pression	16	178	150				
	Palier	20	178	150				
5	Montée en pression	21	213	180				
	Palier	25	213	180				
6	Montée en pression	26	249	210				
	Palier	30	249	210				
7	Montée en pression	31	284	240				
	Palier	35	284	240				
8	Montée en pression	36	302	255				
	Palier	40	302	255				
9	Montée en pression	41	320	270				
	Palier	45	320	270				
10	Montée en pression	46	337	285				
	Palier	50	337	285				
11	Montée en pression	51	355	300				
	Palier	55	355	300				
12	Montée en pression	56	373	315				
	Palier	60	373	315				
13	Montée en pression	61	391	330				
	Palier	65	391	330				
14	Montée en pression	66	408	345				
	Palier	70	408	345				
15	Montée en pression	71	426	360				
	Palier	75	426	360				
16	Montée en pression	76	444	375				
	Palier	80	444	375				
17	Montée en pression	81	462	390				
	Palier	85	462	390				
18	Montée en pression	86	479	405				
	Palier	90	479	405				
19	Montée en pression	91	497	420				
	Palier	95	497	420				
20	Montée en pression	96	523	442				
	Palier	100	523	442				

Programme de déchargement

Numéro de palier	Etat	Temps chronométré (minutes)	Pression visée (bars)	Force visée (kN)	Temps réel (minutes)	Force obtenue (kN)	Déplacement obtenu (kN)	Remarques/observations
0	Départ	100	523	442				
1	Descente en pressior	101	392	332				
	Palier	105	392	332				
2	Descente en pressior	106	262	221				
	Palier	110	262	221				
3	Descente en pressior	111	131	111				
	Palier	115	131	111				
4	Descente en pressior	116	0	0				

Autres remarques:

