



HAL
open science

Application de la fabrication additive à la modélisation physique des joints et des massifs rocheux, par approches expérimentales et numériques

Jana Jaber

► **To cite this version:**

Jana Jaber. Application de la fabrication additive à la modélisation physique des joints et des massifs rocheux, par approches expérimentales et numériques. Génie civil. Université de Lorraine, 2020. Français. NNT : 2020LORR0071 . tel-02960385

HAL Id: tel-02960385

<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-02960385v1>

Submitted on 7 Oct 2020

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

Université de Lorraine
Ecole Doctorale SIReNa (Sciences et Ingénierie des Ressources Naturelles)
Laboratoire GeoRessources

Thèse

Présentée pour l'obtention du titre de

Docteur de l'Université de Lorraine
Mention : Mécanique – Génie Civil

par

Jana JABER

Application de la fabrication additive à la modélisation
physique des joints et des massifs rocheux, par
approches expérimentales et numériques

Le 8 Juillet 2020

Composition du jury

Rapporteurs	Mme Muriel GASC M. Amade POUYA	Cerema Méditerranée Ecole des Ponts ParisTech
Examineurs	M. Luc SCHOLTES M. Jérôme WEISS	Université de Lorraine Université Grenoble-Alpes
Directeur de thèse	M. Olivier DECK	Université de Lorraine
Co-directrice de thèse	Mme Marianne CONIN	Université de Lorraine
Invité	M. Marwan AL HEIB	Ineris

Université de Lorraine
Ecole Doctorale SIReNa (Sciences et Ingénierie des Ressources Naturelles)
Laboratoire GeoRessources

Thèse

Présentée pour l'obtention du titre de

Docteur de l'Université de Lorraine
Mention : Mécanique – Génie Civil

par

Jana JABER

Application de la fabrication additive à la modélisation
physique des joints et des massifs rocheux, par
approches expérimentales et numériques

Le 8 Juillet 2020

Composition du jury

Rapporteurs	Mme Muriel GASC M. Amade POUYA	Cerema Méditerranée Ecole des Ponts ParisTech
Examineurs	M. Luc SCHOLTES M. Jérôme WEISS	Université de Lorraine Université Grenoble-Alpes
Directeur de thèse	M. Olivier DECK	Université de Lorraine
Co-directrice de thèse	Mme Marianne CONIN	Université de Lorraine
Invité	M. Marwan AL HEIB	Ineris

Remerciements

Me voilà, en fin de thèse... Après 3 ans et 9 mois, un chapitre de ma vie arrive à sa fin. Malgré des moments durs, que je suppose tous les doctorants expérimentent, j'ai l'impression que cette aventure était terriblement courte. Sûrement, je suis contente d'avoir atteint mon but et obtenu mon doctorat, mais je n'étais pas seule pendant ce parcours. C'est grâce à de nombreuses personnes qui m'ont accompagnées dans mon aventure que je suis là aujourd'hui. J'essayerai de leur exprimer ma gratitude dans les lignes qui suivent.

Je commence tout d'abord par mes encadrants, sans qui cette thèse n'aurait jamais été une expérience assez enrichissante sur le plan scientifique, mais aussi sur le plan personnel. Merci Olivier et Marianne pour tous vos conseils et toutes les discussions enrichissantes qui ont alimenté mon travail. Merci d'être souvent présents, et surtout, merci d'avoir confiance en moi, même lorsque j'avais des doutes envers moi-même. Olivier, tu m'as largement aidé à développer mes compétences d'enseignement, et à prendre du recul et avoir un regard critique. Marianne, je suis impressionnée par ta passion à la recherche, et j'apprécie toutes nos discussions et échanges scientifiques, surtout celles qui se passent autour d'un bout de chocolat 😊

Je tiens à remercier tous les membres de jury pour l'intérêt qui ont porté à mon travail, et pour les discussions enrichissantes lors de la soutenance. Ces discussions m'ont permis d'élargir ma vision. Je remercie Mme Muriel Gasc et Monsieur Amade Pouya d'avoir accepté d'être les rapporteurs de ma thèse. Je remercie également Monsieur Jérôme Weiss, président du jury, et Monsieur Luc Scholtes pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

J'adresse mes remerciements également aux membres de mon comité de suivi, à savoir Monsieur Marwan Al Heib, Monsieur Denis Branque et Monsieur Sébastien Allain. Vos conseils étaient très instructifs et m'ont aidé à se fixer des objectifs précis et à orienter mon travail.

J'ai eu la chance au cours de ma thèse de travailler en collaboration avec l'institut Jean Lamour, équipe MPA. Merci Samuel Kenzari pour ton aide et les réponses que tu m'as apportées sur le monde de la fabrication additive, et merci de m'avoir considéré un membre de l'équipe MPA. C'était un grand plaisir de pouvoir travailler avec toi. Merci Olivier Godard pour ton accompagnement pendant toutes les manipes que j'ai réalisées à l'IJL. Je souhaite remercier aussi David Bonina pour son aide et pour m'avoir appris à utiliser l'imprimante 3D LISA.

Mon travail ne serait pas abouti sans l'aide des ingénieurs et techniciens de l'équipe HGM de GeoRessources, là où j'ai réalisé la quasi-totalité de mes essais expérimentaux. Un grand merci à Laurent, Momo, et Clément.

Je souhaite remercier l'ensemble de personnes qui ont contribué à ce travail, au sein de l'atelier Cini, de Cirtes, et du centre de mesures Lorrain. Je souhaite remercier Monsieur Frédéric Donzé pour le code matlab qui m'a permis de développer mon travail et aller plus loin dans mes essais. Un grand merci à Monsieur Daniel Billaux pour vos disponibilités et votre aide en modélisation numérique. J'ai très apprécié de même ma participation à votre cours à l'Ecole des Mines. J'adresse également mes remerciements à Mme Caroline Darcel et Mr Philippe Davy qui m'ont appris les notions du DFN. Merci également à Mountaka Souley et Alain Thoraval pour les différentes discussions enrichissantes que nous avons eues au cours de mon travail.

J'ai passé presque quatre ans au sein de l'équipe GOR du laboratoire GeoRessources. A tous les membres de cette équipe, vous allez me manquer énormément. Mimi, j'ai eu de la chance de partager le souk des doctorants avec toi et de te gagner comme une sœur avec qui je ferai pleins de voyages. Elio, même si on ne se verra plus chaque jour, mais je vais réussir quand même à gagner toutes nos discussions (Ms. always right ;)). Ottone, tu es parmi ceux qui vont me manquer le plus. Je ne trouverai nulle part quelqu'un qui donnera l'ambiance que tu donnais au labo. Ever, merci à toi et à Maria de

m'avoir introduit la culture péruvienne. Francesca et Dalija, j'ai apprécié tous nos repas et diners. Emilio, courage pour cette nouvelle aventure, et j'espère que tu utiliseras ma petite machine Dimitri, je suis sûre que tu feras un très beau travail. Emeline, on n'a pas eu le temps de se croiser beaucoup, surtout que tu as commencé quelques jours avant le confinement, mais tu es une personne très sympa et j'espère qu'on restera en contact. Un grand merci aussi à tous les doctorants qui ont soutenus bien avant moi. Clément, le français qui aime Feirouz plus que les libanais, tu as une très belle famille, bisous à Audray, Louis et Jules. Merci Jabrane, le nouveau papa, Samar la nouvelle maman, et Thomas pour votre accueil lorsque je suis arrivée. Brigitte, même si je n'ai pas eu la chance de travailler longtemps avec toi, mais je n'oublierai jamais ton sourire et tes ondes positives. Marie, notre future maman, merci pour toute ta tendresse, ta gentillesse et ta personnalité que j'apprécie beaucoup. Rasool, j'attends toujours que tu ramènes Navid à Nancy pour le voir. Yann, merci pour tes encouragements et tes conseils durant ces années. Merci aussi à nos émérites Christian et Bernard pour toutes les pauses café. Je souhaite remercier également Agnes, Sylvain, Marine, Thierry Verdel, Jacques Pierre Piguet, Sabrina et Madani, ainsi que tous les stagiaires qui ont ajouté une belle ambiance à notre équipe durant ces quatre ans. Durant mes années à GeoRessources, j'ai eu de la chance de partager les locaux avec l'INERIS. Merci à TOUS les personnels de l'INERIS.

Je suis arrivée à Nancy en septembre 2016, je ne connaissais personne ! me voilà, après presque 4 ans, entourée par une très grande famille de la mafia Libanaise. A toute cette mafia, vous avez occupé une très grande place dans mon cœur. A toi Sara, à tous nos souvenirs, nos sourires et nos larmes, à tous les moments qu'on a partagés, à toutes nos discussions qui durent des heures et des heures, merci. Merci de m'avoir soutenu pendant cette aventure, et je te promets que je serai présente pour toi durant ta prochaine aventure future médecin. Khadoura mon frère, merci de nous avoir accueilli chaque semaine. Ziad mon voisin préféré, Jizzini top chef, Wael « dorté », Karim, Mira la courageuse, le bon cœur Jazia, l'intelligent et ambitieux Youssef, le beau couple Maya et Houssam, Houssaini (i'm FINE), « zamile » Aboudi, Nourhan la plus spontanée du monde, ma petite aimable Stéphanie, Khaled Hallak « ebn l b2a3 », Panda abbas, Wassim le galant, Ahmad, Abdalla, Sassine, Ali El Rida, Christelle et Moussa, Majd et la famille Messaykeh : merci à vous tous (désolée si j'ai oublié de citer quelqu'un).

Une attention très spéciale à mes amies que je connaisse depuis des années et qui m'ont soutenu malgré les distances lointaines entre nous. Zainab, ma cousine et ma sœur depuis exactement 26 ans et 11 mois, tu garderas toujours ta place dans mon cœur. Roba, « my travel buddy and partner » depuis presque 10 ans, merci pour ta tendresse et tes encouragements. Les inséparables Rim et Rawan, les aimables Hana, Rima et Foufou, Wajd et sa petite famille, grand merci.

Durant mon aventure à Nancy, j'ai fait la connaissance d'une très belle âme, qui est devenue la plus proche à mon cœur. Mohamad, tu es quelqu'un d'exceptionnel. Merci pour ton aide, ton soutien, ta tendresse, ta générosité, merci d'être présent pour moi. Nous avons passé de très beaux moments ensemble à Nancy, et je suis sûre que le future nous portera d'autres aventures.

Finalement, ma plus grande gratitude et les remerciements les plus importants vont à mes parents et mes frères. Je pense c'est la partie la plus difficile parce qu'il est impossible que je puisse m'exprimer suffisamment. Papa et maman, c'est grâce à vous que j'ai réussi à être docteur. Vous avez confiance en moi et vous m'avez poussé jusqu'au bout pour atteindre ce rêve. Je suis très fière d'être votre fille. J'avais très envie que vous soyez présents physiquement le jour de ma soutenance, mais les conditions sanitaires étaient plus fortes que nos envies. Malgré ça, je vous assure que j'étais en train de penser à vous à chaque moment de cette journée. Jad et Karim, vous êtes les meilleurs. Vous prenez soin de moi et vous êtes toujours à l'écoute. A vous quatre, je dédie ma réussite. Je vous aime infiniment.

Table de matière

Introduction générale	1
Chapitre 1	5
1.1 Structure des massifs rocheux : une matrice rocheuse parcourue de discontinuités	5
1.2 Doit-on traiter le massif rocheux comme un milieu continu ou discontinu ?	8
1.3 Comportement mécanique : échelle du massif	10
1.3.1 Approche milieu équivalent.....	10
1.3.1.1 Méthodes d'homogénéisation : Approches empiriques	10
1.3.1.2 Méthodes d'homogénéisation : Approches analytiques.....	11
1.3.1.3 Méthodes d'homogénéisation : Approches numériques.....	11
1.3.2 Approche milieu discontinu.....	12
1.3.2.1 Principe de DFN.....	13
1.3.2.2 Modèles numériques discontinus à géométrie prédéfinie	14
1.3.2.3 Modèles discontinus : Approche expérimentale.....	15
1.4 Comportement mécanique : échelle de la roche et du joint	16
1.4.1 Comportement mécanique de la roche intacte.....	16
1.4.2 Les discontinuités rocheuses	20
1.4.2.1 Morphologie des joints rocheux et quantification de la rugosité	20
1.4.2.1.1 JRC : Joint Roughness Coefficient	21
1.4.2.1.2 Paramètres statistiques.....	22
1.4.2.1.3 Dimension fractale	24
1.4.2.1.4 Relations JRC vs D et paramètres statistiques mesurables	27
1.4.2.2 Comportement mécanique des discontinuités	28
1.4.2.2.1 Comportement sous compression uniaxiale	29
1.4.2.2.2 Comportement en cisaillement.....	31
1.4.2.2.2.1 Comportement en cisaillement à contrainte normale constante.....	32
1.4.2.2.2.2 Comportement en cisaillement à raideur normale constante.....	34
1.4.2.2.3 Paramètres d'influence sur le comportement des joints	36
1.4.2.2.3.1 Contrainte normale.....	36
1.4.2.2.3.2 Effet d'échelle	37
1.4.2.2.3.3 Effet des ponts rocheux	38
1.4.2.2.4 Critères de rupture en cisaillement des discontinuités rocheuses.....	39
1.4.2.2.4.1 Critère de Mohr-Coulomb.....	39
1.4.2.2.4.2 Critère bilinéaire de Patton.....	40
1.4.2.2.4.3 Critère de Ladanyi et Archambault	41
1.4.2.2.4.4 Critère empirique JRC-JCS de Barton	41
1.4.2.2.4.5 Critère GG de Grasselli et Egger, 2003.....	43
1.4.2.2.5 Détermination des raideurs k_n et k_s	44
1.5 Modélisation physique en géotechnique	46
1.5.1 Lois de similitudes.....	47
1.5.1.1 Théorème de Buckingham : théorème Π	47
1.5.1.2 Analyse dimensionnelle des équations de la mécanique.....	48
1.5.2 Types de modélisation physique	48
1.5.3 Modélisation physique en mécanique des roches.....	50
1.5.3.1 Modèles continus.....	51
1.5.3.2 Modèles discontinus	52
1.5.4 L'impression 3D en mécanique des roches.....	52
1.5.4.1 Etude de la porosité et perméabilité.....	54

1.5.4.2	Propagation de fissures	55
1.5.4.3	Distribution des contraintes	56
1.6	Conclusions	57
Chapitre 2		59
2.1	Introduction générale et démarches de l'étude.....	59
2.2	3DP : Technique et matériau utilisés.....	60
2.2.1	Matériaux : le PA12.....	60
2.2.2	Frittage laser SLS	62
2.2.3	Stratoconception	62
2.2.4	Choix finaux	63
2.3	Calibrage géométrique	64
2.3.1	Mesures du retrait thermique	64
2.3.2	Conception des joints	69
2.3.3	Mesures des ouvertures	70
2.4	Masse volumique.....	72
2.5	Essais de compression.....	73
2.5.1	Dispositif et programme expérimental.....	73
2.5.2	Résultats et interprétation des essais.....	74
2.5.2.1	Module de Young	74
2.5.2.2	Raideur normale.....	75
2.6	Essai de traction.....	78
2.6.1	Dispositif et programme expérimental.....	78
2.6.2	Résultats et interprétation des essais.....	78
2.7	Essais de cisaillement.....	79
2.7.1	Protocole expérimental et préparation des échantillons	79
2.7.2	Plan d'expériences et comportement global des joints simplifiés (SLS)	81
2.7.3	Influence des différents paramètres	86
2.7.3.1	Effet de la contrainte normale	86
2.7.3.2	Effet du nombre de ponts rocheux	87
2.7.3.3	Effet de la géométrie.....	88
2.7.3.4	Effet de la poudre.....	90
2.7.3.5	Effet de l'orientation des ponts.....	90
2.7.4	Critère de rupture.....	91
2.7.5	Comportement des éprouvettes fabriquées par stratoconception.....	95
2.8	Essais de cisaillement sur des joints à JRC contrôlé.....	100
2.8.1	Validation du modèle géométrique.....	102
2.8.2	Essais de cisaillement.....	105
2.8.3	Critère de rupture.....	110
2.9	Conclusions (Partie A)	111
Partie B : Etude Numérique.....		114
2.1	Présentation du code UDEC.....	114
2.2	Modélisation des éprouvettes planaires et en dents de scies.....	117
2.2.1	Joint planaires	119
2.2.2	Joint en dents de scies.....	124
2.2.2.1	Géométrie planaire, dilatance = $\varphi_j, \text{planaire} + \theta$	124
2.2.2.2	Géométrie en dents de scie, dilatance = $\varphi_j, \text{planaire}$	124
2.2.3	Modélisation d'un joint à propriétés hétérogènes	127
2.2.4	Modélisation explicite des ponts (éléments volumiques)	133

2.3	Modélisation numérique des éprouvettes à JRC contrôlé	134
2.4	Conclusions (Partie B)	137
2.5	Conclusions générales	137
Chapitre 3		139
3.1	Matériel et procédure expérimentale	139
3.2	Résultats expérimentaux.....	143
3.2.1	Module de compression	143
3.2.2	Phase post-pic.....	147
3.3	Discussion des résultats	151
3.3.1	Modules de compression.....	151
3.3.2	Résistance au pic.....	153
3.3.3	Plan de rupture.....	156
3.4	Modélisation numérique.....	156
3.5	Conclusions	162
Chapitre 4		165
4.1	Calcul des facteurs d'échelle.....	166
4.1.1	Validation numérique	168
4.1.1.1	Essai de compression sur une éprouvette intacte	169
4.1.1.2	Essai de compression sur une éprouvette discontinue.....	170
4.1.1.3	Essai de compression sur un bloc à plusieurs discontinuités	172
4.2	Application des résultats de caractérisation des joints à la modélisation physique.....	175
4.2.1	Présentation du dispositif expérimental de modélisation Physique	175
4.2.2	Etapes de l'application des facteurs d'échelle	177
4.2.3	Interprétation des résultats.....	178
4.2.3.1	Application pour un facteur d'échelle $L^*=1/10$	178
4.2.3.2	Application pour un facteur d'échelle $L^*=1/25$	179
4.2.3.3	Application des facteurs d'échelle pour les joints à JRC contrôlé	180
4.2.3.4	Application des facteurs d'échelle à l'éprouvette discontinue	181
4.3	Conclusions	184
Conclusion Générale		187
Références.....		191
Annexe A.....		211
Annexe B.....		213
Annexe C.....		218
Annexe D.....		225
Annexe E.....		231
Annexe F.....		232

Introduction générale

La modélisation physique en géotechnique ou en mécanique des roches est une technique expérimentale qui consiste à reproduire, à l'échelle réduite, un ouvrage réel (tunnel, pieux, bâtiments, mines, etc.) afin d'étudier son comportement dans son environnement naturel, ici un massif rocheux. L'obtention des résultats quantitatifs est conditionnée par l'application des lois de similitudes. Le choix du matériau analogique permettant de respecter les facteurs d'échelle appliqués à tous les paramètres du problème est donc d'une extrême importance. Le laboratoire GeoRessources a développé récemment un dispositif expérimental de modélisation physique sous gravité naturelle. L'originalité de ce dispositif consiste à appliquer un champ de contrainte tridimensionnel sur des échantillons d'environ 2 m^3 , avec une limite maximale de contrainte imposée de $1,5 \text{ MPa}$ par direction d'application. Le travail présenté dans ce manuscrit constitue une première étape de choix et de validation d'un matériau analogique, permettant à long terme de construire un modèle réduit d'un ouvrage souterrain se situant dans un massif rocheux.

Les massifs géologiques sont des objets complexes, hétérogènes, dont le comportement mécanique est contrôlé à la fois par la matrice rocheuse et par les discontinuités. La présence des discontinuités entraîne une dégradation des propriétés mécaniques de la roche intacte en fonction de leurs propriétés mécaniques et géométriques. En mécanique des roches, il existe classiquement deux grandes familles de modèles physiques permettant de comprendre le comportement d'un massif rocheux. La première est basée sur le principe d'un milieu équivalent : le massif rocheux est modélisé par un milieu continu, ayant des propriétés équivalentes aux propriétés de l'ensemble du massif. Ces propriétés sont obtenues après application de méthodes d'homogénéisation. Dans ce type de modélisation, ni l'interaction entre les différentes discontinuités, ni les modes de rupture liés à la présence explicite des discontinuités et de blocs ne sont pris en compte. La deuxième famille consiste en un milieu explicitement discontinu, mais ayant une géométrie simplifiée ne représentant pas la géométrie naturelle complexe d'un massif rocheux : les discontinuités sont généralement représentées par un assemblage de blocs polyédriques ou par des plans de stratification entre des couches homogènes. Les propriétés mécaniques de ces discontinuités (raideurs tangentielle et normale, cohésion, angle de frottement, rugosité, etc.) ne sont pas contrôlées et encore moins mises à l'échelle. Les résultats expérimentaux obtenus sont donc plutôt qualitatifs que quantitatifs. Notre objectif à long terme est donc de développer un modèle physique d'un massif rocheux explicitement discontinu, ayant des propriétés mécaniques contrôlées tout en respectant les lois de similitude. Plusieurs questions émergent dans ce contexte : Quel matériau analogique choisir ? comment représenter les discontinuités rocheuses explicitement ? comment contrôler le comportement mécanique de ces discontinuités ?

Ce travail de thèse constitue une étude de faisabilité d'une modélisation analogique 3D par fabrication additive de massifs rocheux discontinus (volume de 2m^3 environ). La technique de fabrication additive utilisée est le frittage laser (selective laser sintering SLS) du polyamide 12 (PA12). Ce choix est basé sur un compromis entre la disponibilité des techniques, les propriétés mécaniques du PA12, et le coût de fabrication. L'hypothèse de départ de ce travail est que le comportement mécanique du modèle sera contrôlé par les discontinuités rocheuses. De ce fait, nous avons caractérisé mécaniquement et géométriquement des joints rocheux artificiels fabriqués par impression 3D, et appliqué des lois de similitudes aux résultats obtenus afin de valider la reproduction du comportement d'un joint rocheux naturel à échelle réduite. Deux types de joints sont testés : des joints à géométrie simplifiée (planaire et en dents de scies) contenant des ponts rocheux, et des joints à rugosité naturelle générée à partir de leur dimension fractale. Les propriétés mécaniques de ces joints, ainsi que leur critère de rupture sont définies et quantifiés. Ensuite, des éprouvettes cylindriques, de diamètre 160 mm et 320 mm d' hauteur, et contenant des discontinuités qui se recoupent, similaires à celles caractérisées précédemment, sont construites par SLS et testées sous compression uni-axiale. Ces essais ont un double intérêt. Tout d'abord, ils permettent de vérifier l'effet de l'interaction entre différentes discontinuités et leur influence sur le comportement équivalent du massif. De plus, ces essais constituent une première tentative de modélisation physique par fabrication additive, à petite échelle, afin de valider l'approche utilisée et les hypothèses avancées. Les travaux sont réalisés dans ce contexte par ordre croissant des échelles : caractérisation des joints, caractérisation des éprouvettes discontinues (massif et joints) et finalement passage à l'échelle une par l'intermédiaire des lois de similitude.

Le manuscrit est organisé sous forme de 4 chapitres.

Le premier chapitre présente les connaissances de bases en mécanique des roches et en modélisation physique utiles à ce travail. Le comportement des massifs rocheux discontinus est présenté à l'échelle globale, à la fois pour les modèles continus équivalent, et discontinus ; et à l'échelle des joints rocheux. L'objectif à long terme étant de construire un modèle physique discontinu d'un ouvrage souterrain creusé dans un environnement rocheux à partir de la fabrication additive, une vue d'ensemble de la modélisation physique en mécanique des roches est ensuite exposée, en mettant l'accent sur les apports de la fabrication additive à ce domaine.

Le second chapitre présente une étude expérimentale couplée à une étude numérique du comportement de nos joints rocheux imprimés. La première partie présente les résultats expérimentaux. Elle comprend en préambule les différentes étapes de caractérisation géométrique des joints et les limites de la technique de fabrication additive choisie (SLS) associée à la géométrie. La matrice en PA12 est également testée via des essais de compression et de traction, dans les conditions de fabrication fixées pour toutes les éprouvettes. Le cœur de cette partie expérimentale porte sur les essais de cisaillement de nos joints artificiels. Deux familles de joints sont modélisées et imprimées. La première famille est formée par des joints ayant une géométrie simplifiée (planaire ou en dents de scies) correspondant aux modèles classiques idéalisés en mécanique des roches, et contenant un nombre varié de ponts rocheux entre leurs épontes. Nous démontrons que la cohésion de ces joints est liée au nombre des ponts rocheux, et que leur angle de frottement est une combinaison de l'angle de frottement des joints et de l'angle des aspérités. Nous proposons, sur la base d'une quarantaine d'essais, un critère de rupture propre à cette famille, permettant d'estimer la résistance et le comportement des joints en fonction de leur géométrie, du nombre de ponts rocheux,

et de la contrainte normale appliquée. Le deuxième type est un joint formé par deux épontes imbriquées, ayant une surface rugueuse analogue à celle d'un joint naturel. La génération de cette surface est basée sur l'approche de la dimension fractale. La résistance de ce type de joints est liée à sa rugosité et son JRC (Joint Roughness Coefficient). Nous vérifions que ces joints peuvent être décrits par le critère de rupture de Barton. Dans la deuxième partie de ce chapitre, nous modélisons les essais de cisaillement numériquement sur UDEC, en utilisant les lois de comportement initialement implémentés. Le couplage entre les résultats expérimentaux et numériques permet de discuter les limites de ces modélisations et l'origine des écarts entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques.

Le troisième chapitre se penche sur l'étude de l'interaction entre plusieurs discontinuités et leur effet sur le comportement global des massifs. Pour cela, nous testons sous compression uni-axiale deux géométries d'éprouvettes (320 mm d'hauteur, et 160 mm de diamètre) contenant deux ou huit discontinuités dont les propriétés et le comportement sont connus (cf Chapitre 2). Ces essais mettent en évidence une réduction des paramètres équivalents du massif (module d'Young équivalent) avec l'augmentation du nombre de discontinuités. Plus étonnamment nous mettons également en évidence l'augmentation de la résistance au pic des éprouvettes avec l'augmentation du nombre de discontinuités. Nous la relierons avec les mouvements des différents blocs observés au cours de l'essai, et leur interaction avec la surface de la discontinuité qui rompt à la fin de l'essai. Une modélisation numérique sous 3DEC est menée en parallèle pour essayer de reproduire les phénomènes observés expérimentalement. Cette partie montre que le comportement global du massif est contrôlé par les discontinuités.

Le dernier chapitre permet de valider la possibilité d'appliquer la SLS en modélisation physique d'un massif rocheux discontinu. Une explication des lois de similitudes et du calcul des facteurs d'échelle utilisés, ainsi qu'une validation numérique de ce calcul sous UDEC sont d'abord présentés. Les facteurs d'échelle sont ensuite appliqués aux propriétés du PA12, et à celles des joints présentées dans le chapitre 2. Les résultats sont comparés aux propriétés des roches, des joints rocheux naturels et des massifs rocheux à l'échelle 1. Cette étape permet de valider la démarche suivie qui pourra permettre d'aboutir à un modèle physique de volume 2 m^3 .

Chapitre 1

Etude bibliographique

La mécanique des roches est une discipline récente, apparue au cours des années soixante à la suite d'accidents d'exploitation impliquant la rupture de massifs rocheux (ex effondrements des carrières souterraines à Clamart-Issy-les-Moulineaux en 1961 qui a engendré 21 morts, 36 blessés et 200 sinistrés ; <https://www.georisques.gouv.fr/les-phenomenes-associes>). Le Manuel de Mécaniques des Roches (CFMR-MMR, 2000) la définit comme étant « la mécanique appliquée aux roches pour résoudre les problèmes de l'ingénieur, à toutes les échelles de longueur et de temps pertinentes ». Elle trouve de nombreuses applications dans les différents domaines du génie civil (ex : tunnel), du génie minier (ex : mines en chambres et piliers), du stockage des déchets radioactifs, du génie pétrolier, de la stabilité des pentes, et de la géothermie. L'optimisation du dimensionnement des ouvrages liés à ces différents domaines et la réduction des risques associés nécessitent une compréhension en amont du comportement mécanique du massif rocheux. Ce comportement mécanique est à la fois contrôlé par les propriétés mécaniques de la roche « intacte » (la matrice), et par la présence des discontinuités rocheuses et leurs propriétés. Une question essentielle se pose dans ce contexte : comment prédire le comportement mécanique d'un système complexe, hétérogène, dont les dimensions caractéristiques et les propriétés prépondérantes varient en fonction de l'échelle d'observation ? Il s'agit notamment de comprendre l'influence des discontinuités rocheuses sur le comportement global d'un ouvrage, et de savoir comment les prendre en compte.

1.1 Structure des massifs rocheux : une matrice rocheuse parcourue de discontinuités

Les massifs rocheux sont des milieux hétérogènes, découpés en un assemblage de blocs séparés par des discontinuités (figure 1.1). La répartition des discontinuités dans le massif est intimement liée à son histoire géologique. En général, les discontinuités dans un massif sont classées par familles qui se ressemblent géométriquement. Des relevés de fractures en surface et/ ou en forage permettent de construire un modèle géologique du massif et de prédire la distribution des discontinuités dans tout le massif, à partir de modèles statistiques.



Figure 1.1 : Massif calcaire, stratifié, diaclasé et fracturé (tirée de Chalhoub, 2006).

La matrice rocheuse correspond à une roche dite intacte, ne contenant pas de discontinuités mécaniquement significatives à l'échelle d'observation. Ses propriétés mécaniques sont définies à partir d'essais en laboratoire ou *in-situ* et de modèles rhéologiques classiques des roches.

Le terme « discontinuité » regroupe des structures à toutes les échelles, comprenant entre autres les plans de stratification, les diaclases, les joints stylolithiques, les joints de cisaillements, les fractures, les failles, et les zones de cisaillements ductiles. Une discontinuité est décrite par sa géométrie (orientation et pendage), son extension (longueur, largeur et persistance - ou continuité), l'ouverture entre ses deux épontes, son remplissage et sa morphologie qui définit sa rugosité (figure 1.2). L'ouverture correspond à l'espace séparant les deux épontes d'une discontinuité. L'ouverture n'est pas forcément constante le long d'une discontinuité. De ce fait, des valeurs extrêmes et moyenne y sont attribuées. Dans certains cas, les discontinuités ne sont pas persistantes sur toute leur surface, et il y a des zones de continuité avec la roche, qui peuvent être des « points » de continuités, ou constituer des extensions importantes de la roche intacte. Ces zones sont appelées « ponts rocheux » et ont une influence sur les propriétés mécaniques des joints, notamment leur résistance au cisaillement. Ces ponts sont à différencier du remplissage d'une fracture. Généralement, une discontinuité contient un matériau de remplissage lié à l'histoire géologique de la formation, notamment à des processus d'argilisation ou des cristallisations liées à des circulations de fluides. Ce remplissage a également une influence directe sur les propriétés mécaniques des fractures (Barton *et al.*, 1974 ; Indraratna *et al.*, 2014). La morphologie des joints est décrite en détails dans la section 1.4.2.1.

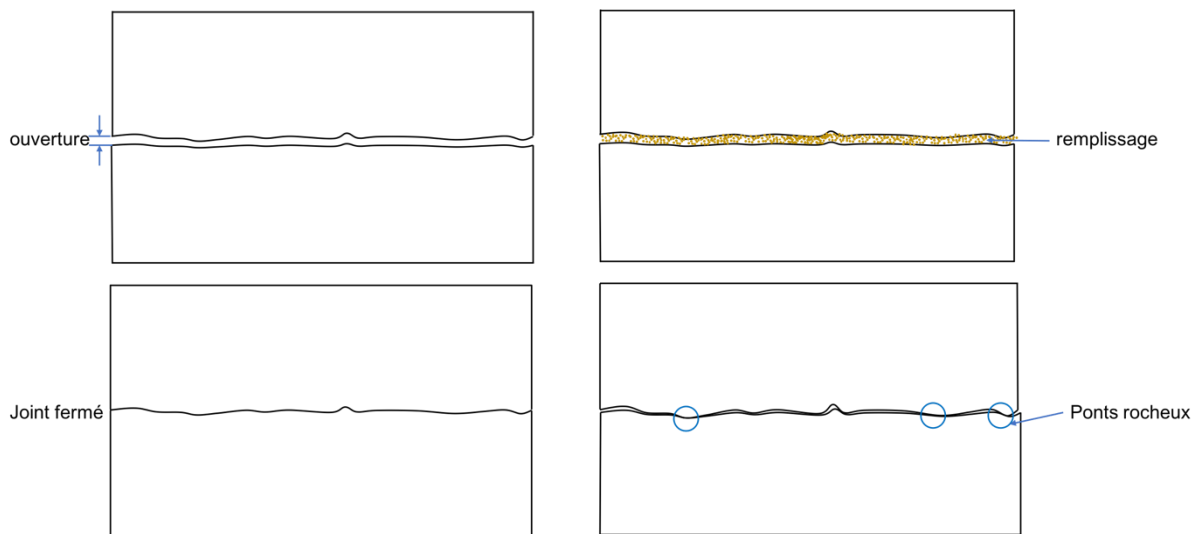


Figure 1.2 : Représentation graphique des caractéristiques géométriques d'un joint rocheux.

Les discontinuités qui se ressemblent dans leur nature et leurs propriétés, et qui se répètent régulièrement dans un massif peuvent être regroupées en familles. On associe à une famille de discontinuités les paramètres d'espacement, d'orientation et de densité des joints, qui décrivent leur distribution.

A plus grande échelle, on peut définir un massif rocheux comme un ensemble de différents blocs, contenant des discontinuités singulières et des réseaux ou des familles de discontinuités. Bien que les discontinuités ne soient pas toutes homogènes dans un massif, il existe des structures générales des massifs rocheux qui se retrouvent régulièrement dans la nature. Le Manuel de Mécaniques des Roches (CFMR-MMR, 2000) définit trois structures de références comme le montre la figure 1.3.

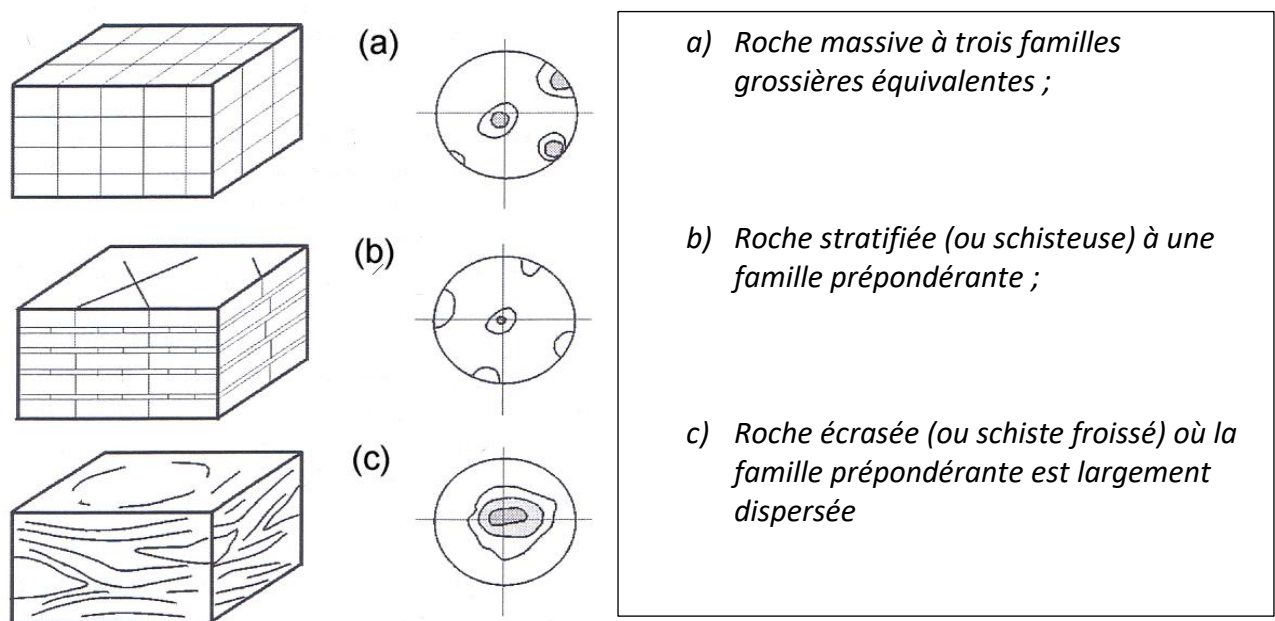


Figure 1.3 : Les trois types principaux des structures des massifs rocheux, avec les représentations statistiques correspondantes (tirée du Manuel de Mécaniques des Roches (CFMR-MMR, 2000)).

1.2 Doit-on traiter le massif rocheux comme un milieu continu ou discontinu ?

Comme présenté précédemment, la structure du massif rocheux est caractérisée par les discontinuités qui le traversent, notamment leur densité, leur orientation, leur persistance, etc. La compréhension du comportement du massif rocheux nécessite donc une connaissance préalable de la répartition des fractures afin de pouvoir prédire le comportement mécanique du massif et des ouvrages exploités dans des environnements rocheux. Les deux méthodes principales pour l'étude du comportement des ouvrages sont la modélisation numérique et la modélisation physique. Cette dernière sera développée plus en détails dans la section 1.5. Or la structure des massifs rocheux peut être extrêmement compliquée et il sera difficile de prendre en compte toutes les discontinuités dans la modélisation des ouvrages, quel que soit le type de modélisation. Pour faire face à cette problématique, des travaux ont proposé de trouver un modèle continu équivalent au massif discontinu, en appliquant des techniques d'homogénéisation. Cependant, en fonction de la distribution des joints rocheux et de leur propriétés mécaniques, la rupture dans les massifs pourrait avoir lieu au niveau de ces joints avec des phénomènes de décrochement et glissement des blocs. Il est donc essentiel, dans certains cas, de les représenter explicitement. Des travaux ont été réalisés pour définir la limite à partir de laquelle on peut appliquer les méthodes d'homogénéisation sans représenter explicitement les discontinuités.

Selon l'AFTES (Association Française Des Tunnels Et De L'espace Souterrain), trois configurations de modélisation des ouvrages souterrains sont définies en fonction du paramètre CF défini comme suit (Eq. 1.1) :

$$CF = \frac{\text{Dimension de l'excavation}}{\text{dimension moyenne des blocs}} = \frac{D_t}{D_b} \quad (1.1)$$

- Si les blocs sont plus grands que l'ouvrage et que l'ouvrage n'est pas traversé par des discontinuités, l'excavation est réalisée dans la roche intacte et le massif à considérer dans l'étude est un massif continu ayant les propriétés mécaniques de la roche intacte. Dans ce cas, à faibles contraintes, le comportement est élastique linéaire. A contraintes élevées dépassant la limite d'élasticité de la roche intacte, on peut avoir une initiation de broyage et d'éclatement dans les zones de concentrations de contraintes, au voisinage des excavations qui se propagent ensuite au fur et à mesure dans la roche.
- Pour $CF > 100$, le massif discontinu est considéré comme extrêmement fracturé. La rupture à faible niveau de contrainte se fait progressivement dans les blocs. A un niveau de contraintes élevé, un glissement des discontinuités se met en place, accompagné du broyage de certains blocs. Ce cas de massif peut être remplacé par un massif continu équivalent prenant en compte implicitement l'effet des fractures. Les propriétés du massif continu équivalent sont calculées à partir des méthodes d'homogénéisation. Le critère le plus connu est celui de Hoek et Brown, 1980 (détaillé dans la partie 1.3.1.1.)
- Entre ces deux échelles, la roche fracturée ne peut pas être remplacée par un massif continu équivalent. Le massif doit être modélisé par des approches discontinues. Plusieurs modes de rupture peuvent avoir lieu (cf. section 1.3.2.3). Nous citons à titre d'exemple le détachement de blocs (à faibles contraintes) qui mobilise la résistance à la traction des discontinuités, et le glissement le long des discontinuités.

Ces différentes approches de modélisation sont représentées dans les figures 1.4 et 1.5 complémentaires. Le mode de rupture des roches extrêmement fracturées de la figure 1.5 correspond sur la figure 1.4 à un $CF > 100$. Le mode de rupture de la roche massive de la figure 1.5 correspond sur la figure 1.4 à un $CF < 1$. Le mode de rupture des roches fracturées se situent entre ces deux échelles.

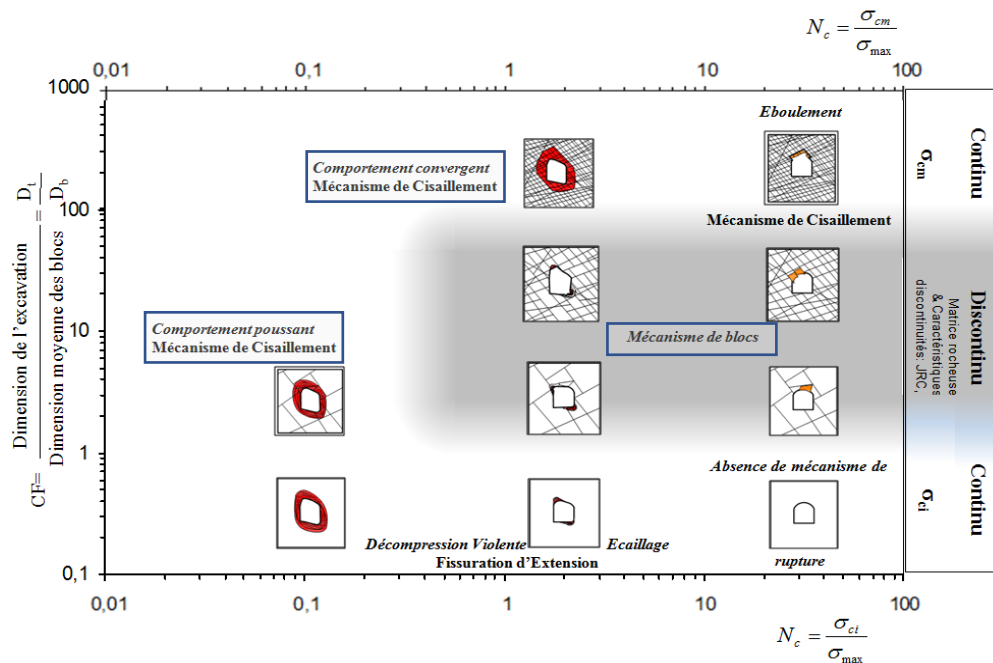


Figure 1.4 : Classification des massifs rocheux selon le type d'approche de modélisation adaptée (continu ou discontinu) en fonction des contraintes normales appliquées et des dimensions de l'excavation par rapport à la dimension moyenne des blocs (tiré de <https://www.cfmr-roches.org/sites/default/files/manifestations/2017-8-CFMR-Jubile-Renault.pdf>).

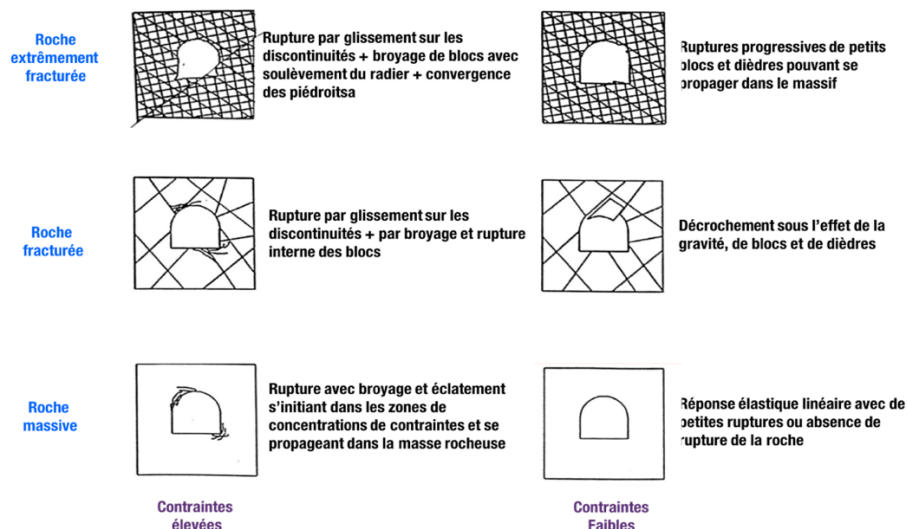


Figure 1.5 : Modes de ruptures en fonction du degré de fracturation et du niveau de contraintes appliqué. Modifiée à partir de site (https://educnet.enpc.fr/pluginfile.php/9404/mod_resource/content/2/ENPC_COTUN_M_ca_roche_partie1_4_2017_10_19.pdf)

1.3 Comportement mécanique : échelle du massif

Dans cette partie, nous passerons de la description géométrique des massifs à une présentation de leur comportement mécanique, en fonction des approches présentées précédemment et de leurs limites (approche milieu continu équivalent et approche milieu discontinu).

1.3.1 Approche milieu équivalent

Les méthodes d'homogénéisation sont largement utilisées en mécanique des roches. Elles consistent à remplacer le milieu fracturé par un milieu continu à propriétés réduites. Ces méthodes reposent sur des approches empiriques, analytiques ou numériques.

1.3.1.1 Méthodes d'homogénéisation : Approches empiriques

Les approches empiriques sont basées sur les méthodes de classification géomécanique des massifs rocheux qui permettent de juger la qualité des massifs et de les regrouper en fonction de plusieurs paramètres tels que la résistance de la matrice rocheuse et les propriétés des discontinuités (densité, altération, présence de remplissage, circulation des fluides, etc.). Les systèmes les plus utilisés sont le RMR (Rock Mass Rating) développé par Bieniawski, 1973, le Q-System développé par le Norwegian Geotechnical Institute (NGI) et le GSI (Geological Strength Index) (Hoek *et al.*, 1995 ; Hoek et Brown, 1997). Les indices issus des classifications (RMR, RQD ou rock quality designation, l'indice de qualité Q, GSI) sont utilisés ensuite pour estimer les propriétés équivalents de déformabilité et de résistance des massifs rocheux (module de Young équivalent, résistance à la compression simple équivalent, la cohésion équivalente et l'angle de frottement équivalent (Bieniawski, 1989 ; Barton, 2000 ; Marinos et Hoek, 2000 ; Barton, 2002 ; Hoek *et al.*, 2002 ; Hoek et Diederichs, 2006). Bien que ces systèmes soient universels, ils se basent sur des critères « subjectifs » de description des massifs et ne prennent pas en compte leur anisotropie et les mécanismes de rupture. Les propriétés résultantes correspondent à un milieu isotrope. Il faut se méfier donc dans l'application de ces méthodes.

Un des critères empiriques les plus utilisés est le critère Hoek-Brown généralisé. Hoek et Brown, 1980 ont proposé une première version de leur critère empirique en 1980 (Eq. 1.2).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m\sigma_3\sigma_c + s\sigma_c^2)^{0,5} \quad (1.2)$$

Avec σ_1 et σ_3 respectivement les contraintes principales majeure et mineure, σ_c la résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte, m un paramètre dépendant de la nature de la roche, et s un paramètre qui décrit le degré de fissuration de la roche. Il varie entre 0 (pour un massif fracturé) et 1 (pour une roche intacte).

Plusieurs modifications ont été apportées à ce critère par ces auteurs pour prendre en compte d'autres propriétés de la roche. La dernière édition généralisée est celle de 2018 (Hoek et Brown, 2019), ressemblant à la version de 2002 (Hoek *et al.*, 2002). Elle prend en considération l'état du massif à travers le paramètre GSI (Geological Strength Index). Ce paramètre varie entre 5 et 85, et il est choisi en fonction de l'état de surfaces des discontinuités, et le degré de facturation du massif. Il intervient dans le critère de Hoek-Brown selon les Eqs. 1.3 à 1.6

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (1.3)$$

Avec m_b , s et a des constantes caractéristiques du massif, décrits par

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (1.4)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (1.5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (1.6)$$

Les valeurs du GSI sont présentées en annexe A. D est un facteur dépendant du degré de perturbation lié à l'endommagement ou à la relaxation des contraintes, m_i est le rapport entre la résistance à la compression uniaxiale et la résistance à la traction de la roche intacte. Pour la roche intacte, $s=1$ et $a=0,5$.

Le critère de Hoek et Brown généralisé prend en compte la présence de discontinuités pour l'évaluation des contraintes dans le massif, mais il considère un milieu équivalent pour la définition du critère de plasticité. Il ne prend donc pas en compte le mode de rupture des massifs liés à la présence explicite des discontinuités. En plus, la quantification du GSI , et par suite du critère de rupture, reste subjective car dépendante de la description du massif.

1.3.1.2 Méthodes d'homogénéisation : Approches analytiques

Les approches analytiques de calcul des propriétés équivalentes présentent, par rapport aux méthodes de classification, l'avantage de ne pas être subjectives. Cependant, ces formules sont limitées à des géométries simples dans lesquelles le nombre de familles de fractures est faible, avec des distributions non-aléatoires et une extension infinie dans la troisième direction de l'espace. Parmi les formulations les plus classiques, nous citons Amadei et Goodman, 1981 ; Yoshinaka et Yamabe, 1986 ; Tsukrov et Kachanov, 2000. Amadei et Goodman, 1981 ont proposé de calculer les propriétés équivalentes pour un massif à trois familles de discontinuités orthogonale (cas orthotrope) à partir de la matrice de souplesse (l'inverse du tenseur d'élasticité \mathbb{C}), en utilisant les paramètres suivants dans les trois plans de l'espace : module de Young, module de cisaillement, coefficient de Poisson, les espacements des discontinuités, et les raideurs tangentielles et normales des discontinuités.

1.3.1.3 Méthodes d'homogénéisation : Approches numériques

L'avantage principal de cette approche est de pouvoir prendre en compte une distribution quelconque des discontinuités ressemblant à la géométrie complexe des massifs rocheux, ainsi que l'anisotropie du massif. La première étape dans ces approches est de définir le Volume Élémentaire Représentatif du modèle (VER). Il s'agit du volume élémentaire à partir duquel les fluctuations des propriétés caractéristiques du massif hétérogène deviennent négligeables, et peuvent être donc remplacées par des caractéristiques homogènes. Comme indiqué sur la figure 1.6, un VER est choisi de sorte à ce que sa dimension « D » soit plus grande que la longueur des discontinuités « l » et leur espacement « t » dans ce VER, et plus petit que le diamètre de l'ouvrage « d_t ». Pour que l'homogénéisation soit cohérente avec les recommandations de l'AFTES (figure 1.4), il faut en plus que $\frac{\pi d_t^2 / 4}{l \cdot t} > 100$ (à titre indicatif, si on représente la dimension par la surface du tunnel et des blocs, et si

on considère comme hypothèse de simplification que les blocs sont des rectangles). Il existe plusieurs types de VER qui dépendront de la nature du problème à étudier. Nous citons le VER hydraulique (Long *et al.*, 1982 ; Ataie-Ashtiani *et al.*, 2001), mécanique (Pouya et Ghoreychi, 2001 ; Min et Jing, 2003) et géométrique (Chalhoub et Pouya, 2008).

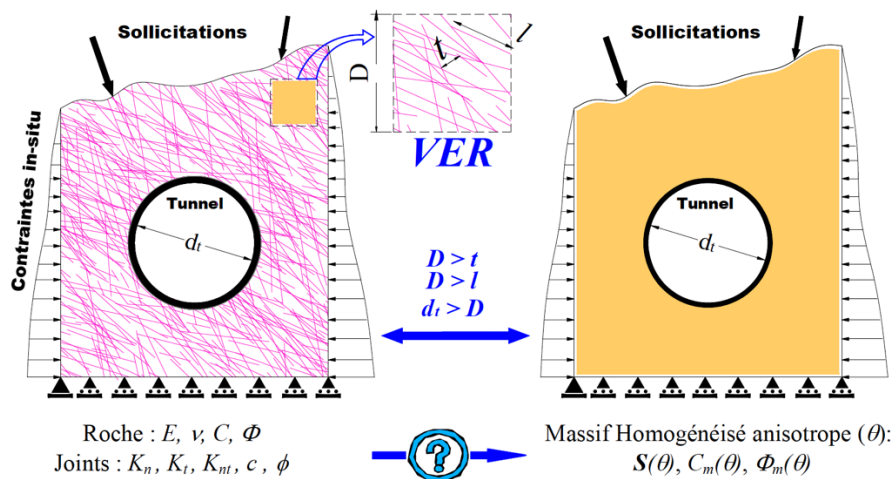


Figure 1.6 : Principe d'homogénéisation des massifs rocheux (tirée de Chalhoub, 2006).

La deuxième étape consiste à calculer les propriétés homogènes à l'intérieur du VER présentées par le tenseur de souplesse \mathbb{S} exprimé dans les trois directions de l'espace (Chalhoub, 2006). Les calculs sont basés sur la loi de Hooke comme suit (Eqs. 1.7-1.8) :

$$\sigma = \mathbb{C} : \varepsilon \quad (1.7)$$

$$\varepsilon = \mathbb{S} : \sigma \quad (1.8)$$

Avec σ tenseur des contraintes et ε tenseur des déformations. Cette relation s'exprime en fonction des propriétés mécaniques (Module de Young, module de cisaillement, coefficient de Poisson, et des coefficients caractérisant le cisaillement dans les différentes directions et plan, appelés coefficient de Chentsov, d'influence mutuelle de premier ordre, et de deuxième ordre).

1.3.2 Approche milieu discontinu

La prise en compte des discontinuités dans la modélisation géotechnique permet de résoudre en partie les limitations de l'approche continue : les modes de rupture liés à la présence des blocs sont mis en évidence et l'anisotropie globale du massif est considérée en partie à travers les discontinuités. Numériquement, il existe globalement deux types de représentation des discontinuités : une modélisation du milieu traversé par des fractures principales qui ont le plus d'influence sur le comportement global de l'ensemble, ou une modélisation du DFN (Discrete Fracture Network) qui permet de générer un réseau de fractures suivant des lois statistiques. Dans les deux cas, toutes les discontinuités ne peuvent pas être modélisées explicitement, à toutes les échelles. Celles qui ne sont pas représentées doivent donc être prises en compte implicitement dans les propriétés de la matrice.

1.3.2.1 Principe de DFN

L'approche DFN consiste à générer un réseau de fractures 3D à échelles différentes, ayant des propriétés statistiques reproduisant celles observées in-situ (figure 1.7). Ce type de modélisation est couramment utilisé pour l'étude de l'écoulement dans les massifs (Dershowitz et Einstein, 1988 ; Jing et Stephansson, 2007 ; Follin *et al.*, 2014), et pour modéliser les réservoirs pétroliers. La génération d'un DFN prend en compte la densité des fractures, leur orientation, leur longueur, leur conductivité hydraulique, et la corrélation spatiale globale du réseau (Park *et al.*, 2001 ; Dreuzy *et al.*, 2002 ; 2012 ; Davy *et al.*, 2010). Le modèle statistique classiquement utilisé est le modèle de Poisson, en référence à la distribution de Poisson qui permet de modéliser le nombre d'occurrence d'un phénomène (la présence d'une fracture) sous l'hypothèse que chaque occurrence est indépendante des autres (Poisson, 1837). Dans ce modèle, les fractures sont considérées indépendantes, et la longueur des fractures suit une loi log-normale (Long et Billaux, 1987) ou une loi de puissance (Odling, 1997 ; Bour, 2002). Cependant, ce modèle ne prend pas en compte l'intersection entre les fractures. Pour faire face à ce problème, un deuxième modèle est utilisé : le modèle cinétique de DFN. Cette méthodologie est développée par Davy *et al.*, 2010 ; 2013. Elle est formée par trois phases : la création des fractures initiales, leur croissance, et l'arrêt de croissance par intersection. Dans cette approche, la distribution de longueur des fractures suit la loi de l'Eq. 1.9 :

$$n(l) = \alpha l^{-(D+1)} \quad (1.9)$$

Avec $n(l)$ le nombre de fractures ayant une longueur comprise entre l et $l+dl$, α un coefficient de proportionnalité, et D l'espace dimensionnel. Connaissant le volume du massif, il est possible de générer n fractures entre deux longueurs l_{min} et l_{max} . Dans leur approche, Davy *et al.*, 2018 définissent une longueur mécanique, l_m , définie par le ratio entre le module de Young de la roche intacte, et la raideur tangentielle des joints k_s . La comparaison entre l_m et la longueur des fractures présentes dans le DFN permet de prédire si le comportement mécanique du massif modélisé est davantage contrôlé par le comportement de la discontinuité ou de la matrice. Trois situations peuvent être rencontrées (Davy *et al.*, 2018) :

- Si $l \ll l_m$, la déformation du massif et sa résistance sont contrôlées par les propriétés de la matrice ;
- Si $l \gg l_m$, la déformation du massif et sa résistance sont contrôlées par les propriétés des fractures ;
- Si $l_{min} < l_m < l_{max}$, la déformation du massif est le résultat des déformations de la matrice et des joints.

Avec l_{min} la longueur de la plus petite fracture, l_{max} celle de la plus grande, et l la longueur des fractures. A ce travail, s'associe une approche d'homogénéisation des propriétés élastiques du massif en fonction des propriétés statistiques et des coefficients de percolation. Ces coefficients de percolations sont fonction de la longueur des fractures et leur orientation (Maillot *et al.*, 2016 ; Davy *et al.*, 2018).

Le DFN permet de générer un réseau de fracture respectant la corrélation spatiale des fractures réelles (longueurs, densité, orientation), mais entre deux intervalles de longueurs. De ce fait, pour une représentation réaliste du massif rocheux, une homogénéisation des propriétés mécaniques de la

roche est nécessaire pour prendre en compte les fractures non représentées explicitement, en dehors de l'intervalle $(l_{min}; l_{max})$.

Les DFN restent des méthodes théoriques, basées sur des approches statistiques. Une perspective intéressante à développer est d'essayer de valider ces approches à travers un modèle physique explicitement discontinu dans lequel un DFN sera généré. Ce modèle physique aura pour but premièrement de vérifier si le comportement mécanique du modèle est équivalent au comportement mécanique du massif rocheux, et ensuite de vérifier si la partie continue respecte les méthodes d'homogénéisation et prend en compte les discontinuités non représentées explicitement.

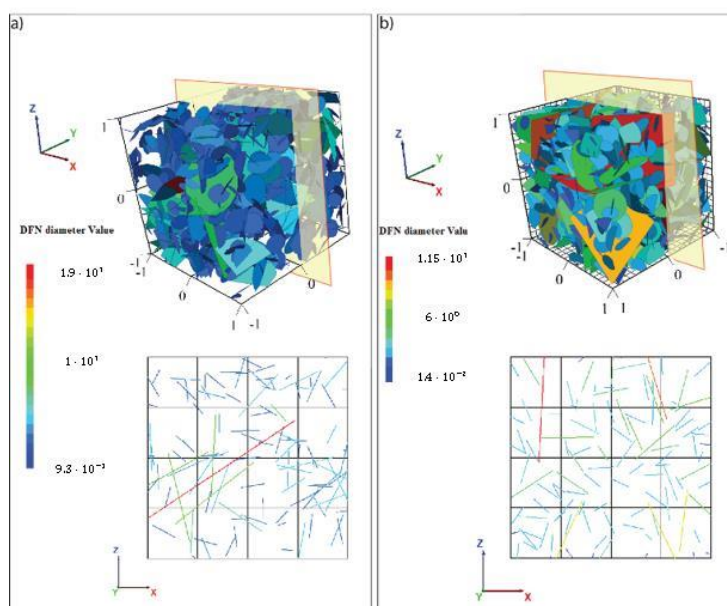


Figure 1.7 : Exemple de DFN ((a) modèle de poisson et (b) modèle cinétique) (tirée de Maillot et al., 2014).

1.3.2.2 Modèles numériques discontinus à géométrie prédéfinie

Sur un deuxième plan, il existe des modèles numériques permettant de modéliser explicitement les fractures identifiées dans le massif par relevé de fractures par exemple, ou de modéliser un nombre précis de discontinuités au niveau d'un ouvrage. A titre d'exemples, Pal *et al.*, 2012 et Kim *et al.*, 2013 ont étudié la stabilité des pentes sous UDEC en se basant sur des relevés in-situ. Yang *et al.*, 2016 ont réalisé une étude de cas des endommagements au niveau d'une excavation souterraine en Chine. Hoang, 2010 a étudié à son tour le comportement d'un milieu fracturé sous UDEC en modélisant le tunnel de St Béal. La géométrie des fractures est exportée à partir d'un modèle géologique généré sur la zone d'étude. Dans son travail, elle a réalisé des essais expérimentaux pour caractériser le comportement mécanique de la roche intacte et des discontinuités rocheuses, puis a utilisé les propriétés obtenues expérimentalement comme données de son modèle numérique UDEC. Elle a comparé le résultat obtenu dans son modèle UDEC discontinu au résultat obtenu en modélisant le même cas mais sous une approche d'un milieu continu. Elle remarque un déplacement plus important en présence des discontinuités et parfois non uniforme sur la même discontinuité (les courbes d'isovaleurs sont brisées au niveau des discontinuités) (figure 1.8). Barton, 2013 a aussi comparé deux modèles d'une même excavation souterraine, réalisées sous UDEC (approche discontinue) et FLAC (approche continue). Il démontre qu'un modèle discontinu permet d'obtenir des

informations plus exactes concernant le mode de rupture du massif et sa résistance, ainsi que les déplacements contrôlés par les joints.

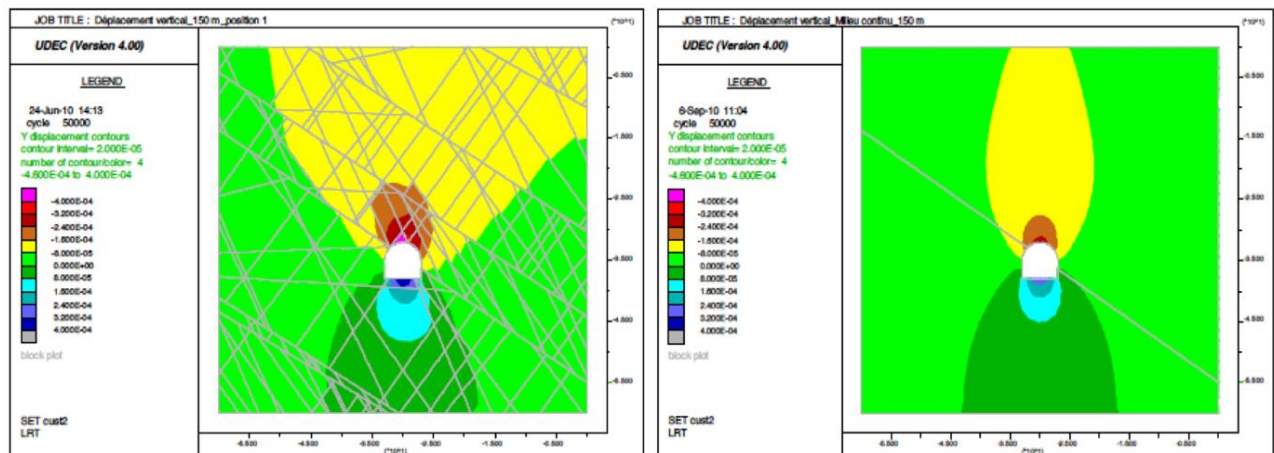


Figure 1.8 : Comparaison entre le déplacement vertical autour du tunnel en présence des discontinuités et selon une approche continue. L'influence des discontinuités est exprimée par un déplacement continu plus important au-dessus de l'excavation (Hoang 2010).

1.3.2.3 Modèles discontinus : Approche expérimentale

Afin d'identifier les modes de ruptures des massifs rocheux en présence des discontinuités et d'essayer de comprendre et de quantifier le comportement post-pic des massifs rocheux sous compression, des éprouvettes artificielles contenant plusieurs discontinuités, généralement appartenant à une ou deux familles de discontinuités bien définies, persistantes ou non-persistantes sont testées sous compression uniaxiale ou triaxiale (e.g. Ramamurthy et Arora, 1974 ; Tiwari et Rao, 2006 ; Chen *et al.*, 2013. Reik et Zacas, 1978 ont réalisé un essai triaxial « réel » (sur des éprouvettes de taille 60 x 60 x 130 cm construites par assemblages de blocs. Ils démontrent que le comportement global dépend fortement de l'orientation des familles de discontinuités persistantes et du rapport entre les efforts latéraux appliqués. Ils identifient quatre principaux types de rupture : rupture de la roche intacte, rupture simultanée au niveau de la roche et du joint, glissement le long des plans de discontinuités, et apparition des zones de cisaillement accompagnées d'une rotation des blocs. Kulatilake *et al.*, 1997 ; 2006 ont testé l'effet de l'orientation des joints sur des éprouvettes à deux familles de joints persistants. Ils identifient les trois premiers modes précités en fonction de l'angle des joints. Ils remarquent aussi que pour les joints non conjugués, les joints ayant l'angle le plus élevé vont contrôler le comportement global. Dans la nature, les joints ne sont pas nécessairement persistants. Prudencio et Van Sint Jan, 2007 ont étudié l'effet de la non persistance des joints sous essai bi-axial. Les résultats montrent une dépendance entre le comportement du joint d'une part, et sa géométrie, les directions des contraintes principales et l'amplitude de la contrainte intermédiaire par rapport à la résistance de la roche intacte d'autre part. Les modes de rupture identifiés dans ce travail sont : glissement suivant un plan, en marche d'escalier (stepped), rotation des blocs et permutation entre rotation et marches d'escalier (figure 1.9). Cheng *et al.*, 2016 ont aussi testé des joints non-persistants et ils se sont intéressés au comportement post-pic identifié sur les courbes de contrainte normale versus déformation. Quatre types de comportement post-pic sont mis en évidence : comportement radoucissant, comportement radoucissant à plusieurs pic, plateau à la limite d'élasticité suivi d'un comportement radoucissant, et un comportement similaire au précédent

mais avec une phase intermédiaire de durcissement. L'obtention de différents modes de comportement mécanique dépend de l'orientation des joints, de leur pourcentage de persistance, leur ouverture moyenne, le nombre et le pourcentage de fermeture des joints et les forces appliquées au niveau des joints. Cependant, tous ces travaux sont basés sur des géométries simplifiées ne ressemblant pas à des cas réels. Dans notre travail, nous cherchons à étudier l'interaction entre plusieurs joints qui ont des directions et des pendages variés. Ceci peut permettre de valider si en présence de plus de discontinuités, et à géométrie complexe on retrouve les modes de ruptures classiques présentés ci-dessous.

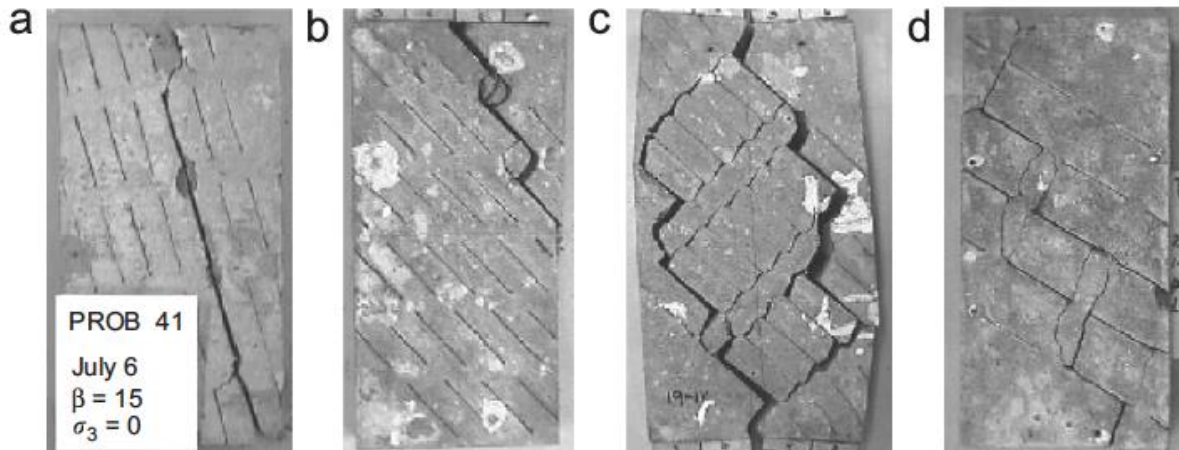


Figure 1.9 : Différents modes de rupture d'une éprouvette contenant des joints non-persistants :(a) rupture sur un plan de discontinuité (b) marche d'escaliers, (c) rotation des blocs, (d) mixte entre les comportements (b) et (c) (tirée de Prudencio et Van Sint Jan, 2007).

1.4 Comportement mécanique : échelle de la roche et du joint

Dans la partie précédente, nous nous sommes intéressés au comportement global du massif rocheux, en fonction de la prise en compte explicite ou non des discontinuités. Ce comportement est le résultat de l'interaction entre la roche intacte et les joints rocheux. Nous présentons dans cette partie les éléments principaux du comportement mécanique de la roche intacte, ainsi que du comportement mécanique des joints rocheux, sous différentes conditions de chargement. Ceci est primordial pour la compréhension de notre travail qui consiste à caractériser des joints rocheux artificiels et à comprendre l'effet des discontinuités sur le comportement du massif et de la roche (cf. chapitre 3).

1.4.1 Comportement mécanique de la roche intacte

Une des premières étapes d'étude d'un massif rocheux consiste à caractériser la roche intacte qui constitue le massif. Le comportement d'une roche intacte est composé d'une phase élastique réversible, et d'une phase irréversible. Les paramètres élastiques classiques sont le module de Young de la roche E (généralement en GPa), et le coefficient de Poisson ν . Ils peuvent être estimés par des essais de compression uniaxiale (figure 1.10).

En élasticité linéaire (cas isotrope) (Eqs. 1.10-1.11) :

$$\sigma_n = E \varepsilon_{axial} \quad (1.10)$$

$$\varepsilon_{radial} = \nu \varepsilon_{axial} \quad (1.11)$$

Avec σ_n la contrainte normale (en MPa), ε_{axial} la déformation axiale qui est égale au rapport entre le raccourcissement et la longueur initiale de l'éprouvette, et ε_{radial} la déformation radiale qui est égale au rapport entre la variation du diamètre et le diamètre initial.

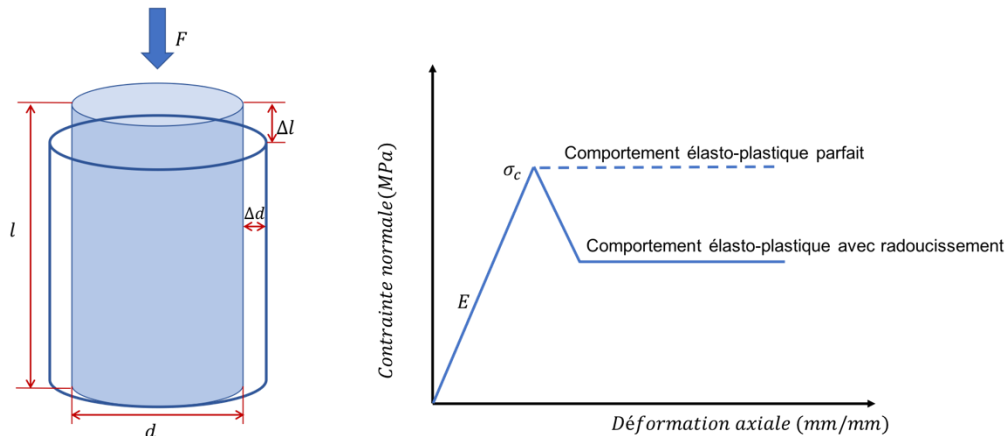


Figure 1.10 : Schéma de l'essai de compression uniaxiale sur une éprouvette intacte et idéalisation du comportement mécanique résultant.

Tableau 1.1 : Propriétés mécaniques (module de Young E et coefficient de Poisson ν) pour différents types de roche, proposées par Mestat, 1993.

Matériau	Module de Young E (GPa)	Coefficient de Poisson ν
Granite	10 - 80	0,25 – 0,35
Basalte	20 - 70	0,25 – 0,35
Quartzite	30 - 90	0,12 – 0,15
Gneiss	10 - 60	0,25 – 0,35
Schiste	7 - 50	0,15 – 0,20
Calcaire très compact	60 - 80	0,25 – 0,35
Calcaire compact	30 - 60	0,25 – 0,35
Calcaire peu compact	10 - 30	0,25 – 0,35
Calcaire tendre	2 - 10	0,25 – 0,35
Marne	0,05 - 1	0,25 – 0,35
Grès	5 - 60	0,25 – 0,35
Molasse	1,5 - 5	0,25 – 0,35
Marbre	80 - 110	0,27 – 0,3
Gypse	2 – 6,5	0,27 – 0,3

La détermination des propriétés élastiques des roches constitue le sujet d'études de plusieurs auteurs. A titre d'exemple, Mestat, 1993 a proposé des intervalles de valeurs de E et ν pour plusieurs types de roches (tableau 1.1).

La figure 1.10 représente un comportement simplifié de la roche sous compression uniaxiale. En réalité, le comportement est composé des phases présentées dans la figure 1.11. La première phase au début de l'essai correspond à la phase de serrage des microfissures et des grains présents dans la matrice. Ensuite, la contrainte normale augmente linéairement, suivant une pente égale au module de Young de la roche. La contrainte normale continue à augmenter jusqu'à atteindre la résistance à la compression uniaxiale, puis diminue et atteint une valeur résiduelle. La déformation radiale augmente linéairement (comportement élastique) jusqu'à atteindre le seuil de fissuration. Quant à la déformation volumique, elle aussi augmente jusqu'à la limite de dilatance, puis diminue asymptotiquement à la résistance à la compression.

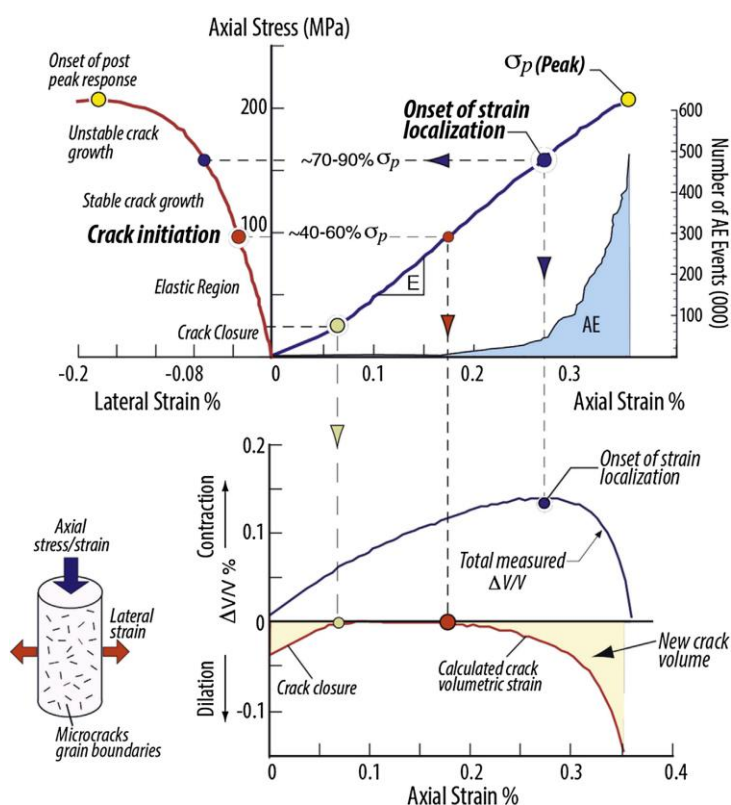


Figure 1.11 : Comportement mécanique typique d'une roche sous essai de compression uniaxiale (modifiée à partir de Martin et Christiansson, 2009).

Des essais de compression triaxiale sont aussi utilisés pour caractériser le comportement mécanique des roches sous confinement. Les résultats les plus classiques montrent que la résistance des roches augmente en augmentant la contrainte de confinement. En plus, le comportement mécanique passe progressivement d'un comportement fragile à un comportement ductile sous l'effet de la contrainte de confinement (figure 1.12).

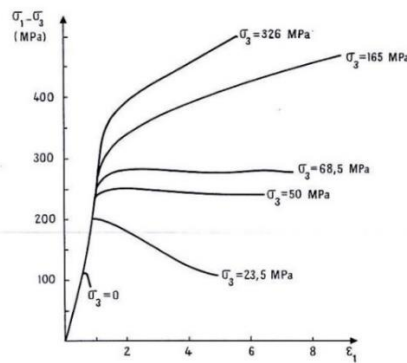


Figure 1.12 : Effet de la pression de confinement σ_3 sur la résistance en compression triaxiale du marbre de Carrare (d'après Von Karman 1911, cité par Panet, 1976).

Un critère de rupture couramment utilisé en mécanique des sols et des roches est le critère de Mohr-Coulomb. Représenté dans le plan des contraintes tangentielles τ et des contraintes normales σ_n , il est écrit en fonction de la cohésion de la roche c et de son angle de frottement intrinsèque φ . Ce critère est tracé à la suite d'essais de compression triaxiale, en faisant varier la contrainte de confinement (figure 1.13). Il est exprimé par l'Eq. 1.12 :

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi) + c \quad (1.12)$$

Dans le plan des contraintes principales (σ_1 et σ_3), le critère est représenté par la formulation mathématique de l'Eq. 1.13 :

$$\sigma_1 = 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + \sigma_3 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (1.13)$$

Dans la convention utilisée dans ce manuscrit, les contraintes en compression sont positives. A partir de ce critère, les résistances à la compression uniaxiale σ_c et à la traction σ_t sont calculées respectivement comme suit (Eqs. 1.14-1.15) :

$$\sigma_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.14)$$

$$\sigma_t = \frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (1.15)$$

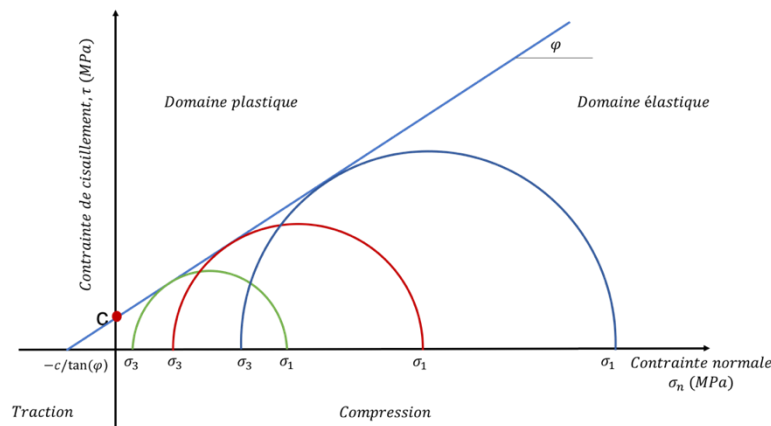


Figure 1.13 : Critère Mohr-Coulomb dans le plan $(\tau - \sigma_n)$ et les cercles de Mohr correspondant à trois niveaux de contraintes de confinements différents. Seule la partie en compression a été tracée.

Bien qu'il soit largement utilisé, ce critère présente des points de faiblesse. Il s'agit d'un critère linéaire, considérant par suite un angle de frottement constant. Cependant, expérimentalement, l'angle de frottement a tendance à diminuer avec la contrainte moyenne sous confinement. Un autre point de faiblesse de ce critère est sa surestimation de la résistance à la traction donnée par l'Eq. 1.15. Ce critère donne un rapport entre 1/3 et 1/5 pour des valeurs typiques de l'angle de frottement (l'ordre de 30 à 40°), alors que les essais expérimentaux donnent des valeurs de ce rapport limitées à 1/10 (Pouya et al., 2017). Un autre critère de base en mécanique des roches, mieux adapté que le critère de Mohr-Coulomb, est le critère de Hoek-Brown, 1980. Celui-ci est un critère généralisé qui prend en compte l'état de la roche et qui est plus adapté pour représenter la résistance à la traction ; il peut donc être appliqué à une roche intacte ou à un massif fracturé (cf. section 1.3.1.1).

1.4.2 Les discontinuités rocheuses

1.4.2.1 Morphologie des joints rocheux et quantification de la rugosité

La formation des discontinuités rocheuses varie d'un massif à un autre en fonction de l'intensité des contraintes, notamment des contraintes déviatoriques, de la rhéologie des matériaux, de la présence ou non de fluides et de l'histoire géologique et du chemin de chargement suivi par les matériaux. Ceci aboutit à des morphologies des épontes très variables entre les fractures, ou au sein d'une même fracture, qui se traduisent par des différences du niveau d'imbrication des épontes d'un joint à un autre (Zhao, 1997). Jing *et al.*, 1992, et Kana *et al.*, 1996 ont proposé un modèle simplifié pour décrire cette morphologie d'un joint (figure 1.14). Ils considèrent que la rugosité est formée par des aspérités primaires qui vont orienter la dilatance globale du joint au cours du cisaillement, et par des aspérités plus petites (secondaires) susceptibles d'être écrasées ou cassées au cours d'un cisaillement, en fonction de leurs propriétés mécaniques et de leur niveau d'altération.

La morphologie est évaluée de l'échelle nanométrique à l'échelle métrique voire plus (Thom *et al.*, 2017) dans le but de quantifier l'effet d'échelle et trouver des modèles permettant le passage de l'échelle du laboratoire, facile à étudier, à l'échelle des failles. A titre d'exemple, Brodsky *et al.*, 2016 étudient la morphologie des failles et relie la rugosité d'une faille au rapport entre la hauteur des aspérités et la longueur de la discontinuité. Ils trouvent que cette rugosité augmente en diminuant l'échelle d'étude, et donc les joints testés à l'échelle du laboratoire sont plus rugueux que ces mêmes joints visualisés à l'échelle de la faille. Ils essaient aussi de définir les limites permettant le passage d'une échelle à une autre, et la dépendance entre les propriétés mécaniques des fractures et l'échelle à laquelle on travaille. Dans notre travail, nous insisterons sur l'échelle du laboratoire, et nous présentons les différentes méthodes pour décrire et quantifier la rugosité des joints.

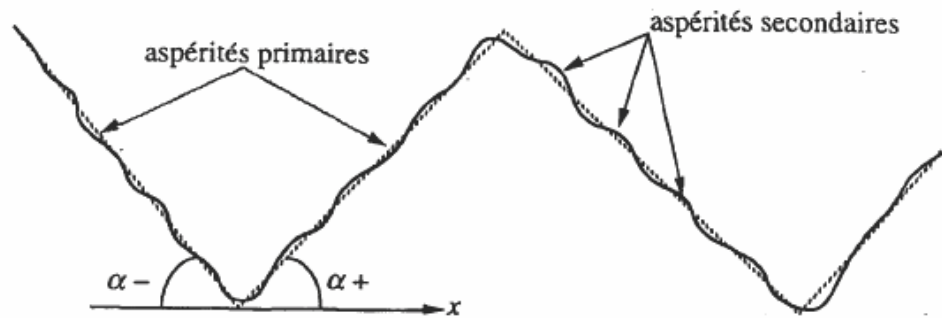


Figure 1.14 : Principe des aspérités primaires et secondaires (tirée de Jing *et al.*, 1992).

Dans le but de comprendre l'influence de la rugosité sur le comportement mécanique et hydromécanique du joints, une quantification de ce paramètre est nécessaire. Pour le faire, des mesures des profils des joints ou de leur surface entière sont réalisées. Il existe plusieurs méthodes pour mesurer la rugosité d'un joint, et obtenir son profil altimétrique (ISRM, 1978 ; Weissbach, 1978 ; Maerz *et al.*, 1990 ; Feng *et al.*, 2003 ; Jing et Hudson, 2004). Un premier groupe de méthodes de mesure consiste à mesurer une rugosité sur une surface ou un profil bien défini, en utilisant des instruments au contact direct avec le joint, tel que le profilomètre mécanique ou encore la règle plate graduée.

Un second groupe consiste à mesurer la rugosité des joints par télédétection notamment par photogrammétrie, interférométrie ou profilométrie laser (Tatone et Grasselli, 2009). Ceci permet d'éviter l'endommagement des surfaces causé par l'utilisation des instruments de contact. Les 3 méthodes permettent d'obtenir les coordonnées des points de la surface, ou d'un profil et de travailler sur des fichiers numériques. Par ailleurs, l'interférométrie peut détecter des faibles variations d'altitude, et est bien adaptée aux surfaces relativement planes. Les méthodes de mesures sans contact ont des précisions variant entre quelques microns à quelques dizaines de microns, en fonction de la machine utilisée et de l'échelle sur laquelle on travaille.

A partir des mesures réalisées, il est possible de décrire la rugosité et de lui affecter une valeur qui peut être utilisée ensuite pour définir un critère de rupture du joint.

1.4.2.1.1 JRC : Joint Roughness Coefficient

Le JRC (Joint Roughness Coefficient) est largement utilisé en mécanique des roches. C'est un coefficient associé à des profils des joints proposés par Barton et Choubey, 1977 (figure 1.15). L'échelle du JRC s'étend de 0 pour les joints lisses, à 20 pour les joints rugueux. Le JRC est utilisé ensuite dans le calcul du critère de rupture des joints sous cisaillement (cf. section 1.4.2.2.4.4), ce qui permet de prendre en compte explicitement l'influence de la rugosité sur la résistance des joints. Cependant, l'estimation du JRC se fait visuellement, en comparant la géométrie des joints réels aux profils de la figure 1.15. La détermination de ce coefficient reste donc très subjective et nécessite un recul et une expérience dans le domaine. Beer *et al.*, 2002 estiment que pour obtenir une valeur significative de JRC d'un joint, il faut une cinquantaine d'estimations réalisées par des personnes différentes.

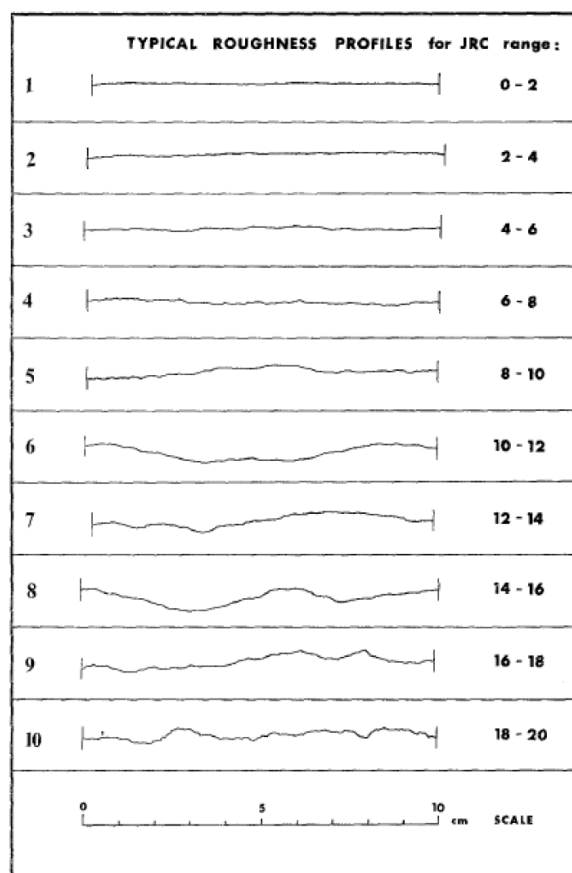


Figure 1.15 : Les dix profils des joints rocheux proposés par Barton et Choubey, 1977 pour estimer le JRC.

1.4.2.1.2 Paramètres statistiques

Une discontinuité rocheuse est représentée généralement dans un repère tridimensionnel, formé par le plan moyen de la discontinuité (xy) et par l'axe perpendiculaire (oz). La rugosité des deux épontes supérieure et inférieure représentée par des profils, est exprimée par la variation des coordonnées verticales Z_i des différents points du profil par rapport au plan moyen de la discontinuité (figure 1.16).

Des grandeurs statistiques sont alors calculées à partir de ces points pour décrire et quantifier la morphologie des joints (Eqs 1.16 à 1.30) :

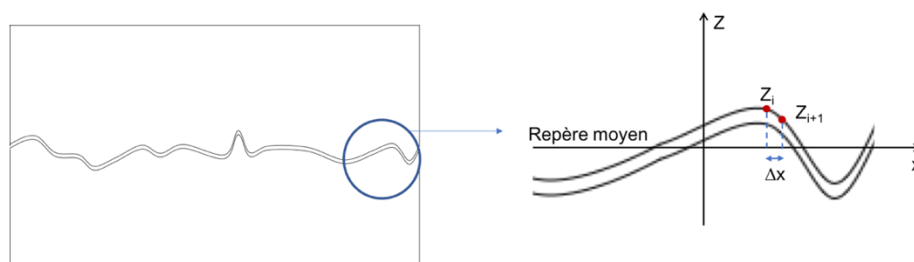


Figure 1.16 : Variation des coordonnées du profil du joint dans le plan (xoz).

- L'étendue d'une rugosité k . Ce paramètre est également dénommé rugosité absolue. Il est défini par la différence entre le pic le plus haut et le creux le plus bas.

$$k = \max\{Z_i\} - \min\{Z_i\} \quad (1.16)$$

- CLA : Center Line Average. C'est un paramètre de dispersion. Il représente la moyenne arithmétique de la valeur absolue des écarts par rapport à la ligne moyenne.

$$CLA = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |Z_i| \quad (1.17)$$

- R_p, R_v : moyennes des valeurs absolues des écarts positifs seuls et des écarts négatifs seuls.

$$R_p = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |Z_i^+| \quad (1.18)$$

$$R_v = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |Z_i^-| \quad (1.19)$$

- R_t : amplitude moyenne verticale du profil, obtenue en additionnant R_p et R_v :

$$R_t = R_p + R_v \quad (1.20)$$

- RMS : Root Mean Square. C'est un paramètre de dispersion équivalent à l'écart type de la distribution des hauteurs des aspérités.

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Z_i^2} \quad (1.21)$$

- Z_2 : moyenne quadratique des écarts entre deux hauteurs d'aspérités sur un même profil espacées d'un pas constant

$$Z_2 = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N-1} \left(\frac{Z_{i+1} - Z_i}{\Delta x} \right)^2} \quad (1.22)$$

- Z_3 : racine carrée de la moyenne quadratique de la dérivée seconde des hauteurs

$$Z_3 = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N-1} \left(\frac{Z_{i-1} - 2Z_i + Z_{i+1}}{\Delta x^2} \right)^2} \quad (1.23)$$

- Z_4 : proportion de pentes, positives et négatives, non compensées sur la longueur du profil. Il est extrêmement sensible à la direction et au sens dans lequel il est calculé.

$$Z_4 = \frac{\sum_{i=1}^N x_{i+} - \sum_{i=1}^N x_{i-}}{L} \quad (1.24)$$

- SF : Structure Function du profil qui correspond à :

$$SF = Z_2 \Delta x \quad (1.25)$$

- R_L : rugosité linéaire. C'est le rapport entre la longueur curviligne réelle L_t du profil et la longueur de la projection du profil sur le plan horizontal L

$$R_L = \frac{L_t}{L} \quad (1.26)$$

- δ et δ_L : indice d'élongation du profil et son pourcentage obtenus respectivement par :

$$\delta = \frac{L_t - L}{L} \quad (1.27)$$

$$\delta_L = \delta * 100 \quad (1.28)$$

- θ_{2D} : colatitude 2D. Ce paramètre est défini par l'angle entre deux points du profil séparés par un pas Δx fixe, et l'horizontale. Il peut être positif ou négatif, et renseigne sur la direction d'une rugosité.

$$\theta_{2D} = \text{Arc tan} \left(\frac{Z_{i+1} - Z_i}{\Delta x} \right) \quad (1.29)$$

- La pente ultime du profil est déduite à partir de l'étendue de la rugosité

$$\lambda = k/L \quad (1.30)$$

1.4.2.1.3 Dimension fractale

La morphologie des joints est irrégulière et difficilement modélisable par une fonction (Grunberger, 1991). Cependant, elle peut être décrite par la théorie de la fractale (Turcotte, 1992 ; Xie, 1993). Cette notion est introduite par Mandelbrot (Mandelbrot, 1967 ; 1982). Il définit la fractale comme un objet dont la structure est invariante par changement d'échelle. L'exemple le plus utilisé dans ce contexte, est le flacon de VonKoch (figure 1.17a).

La dimension fractale D y est définie par la formule (Eq. 1.31)

$$D = \frac{\log(N)}{\log(1/r)} \quad (1.31)$$

Avec N le nombre d'objets à l'itération n et r le rapport de similarité correspondant au rapport entre la taille d'un objet à l'itération n , et celle à l'itération $n-1$.

En mécanique des roches, la dimension fractale D permet de décrire l'irrégularité de la rugosité du joint. A titre d'exemple, la figure 1.14 montre des aspérités secondaires, ayant la même forme que les aspérités primaires, mais à une échelle plus petite. La dimension fractale renseigne sur la dépendance entre les points consécutifs d'une surface. Plus D est grand, plus les points consécutifs sont indépendants et non corrélés, et plus la surface est irrégulière et la fracture rugueuse (Brown et Scholz, 1985). Les méthodes les plus utilisées pour mesurer la dimension fractale d'un joint sont les méthodes du compas (Maerz *et al.*, 1990), la méthode des boîtes (Cheng, 1997) et la méthode « h-L » (Xie et Pariseau, 1994).

L'utilisation de la dimension fractale pour la caractérisation des joints rocheux présente un avantage par rapport à la problématique d'effet d'échelle des joints. En effet, une structure fractale est une structure auto-affine, c'est à dire statistiquement invariante par changement d'échelle. Une homothétie (rapport d'affinité) est appliquée à la surface des joints dans le plan xy , avec une variation différente dans la direction Z (exposant auto-affine) (figure 1.17b). Ces structures auto-affines sont variables dans la direction Z , comme suit (Eq. 1.32) :

$$\left. \begin{array}{l} x \rightarrow \lambda x \\ y \rightarrow \lambda y \\ z \rightarrow \lambda^H z \end{array} \right\} \quad (1.32)$$

Avec H l'exposant de Hurst.

Deux paramètres permettent donc de quantifier la rugosité de surface par la méthode fractale : la dimension fractale D et l'exposant de Hurst H . Il existe une relation entre ces deux paramètres, basée sur le principe statistique des fonctions d'autocorrélation.

La relation pour un profil de rugosité est (Eq. 1.33) :

$$H = 2 - D \quad (1.33)$$

Pour une dimension supérieure, c.à.d. pour estimer ces paramètres pour une surface 2D, la relation est la suivante (Eq. 1.34) :

$$H = 3 - D \quad (1.34)$$

D'une manière générale l'exposant de Hurst est compris entre 0 et 1. Un exposant supérieur à 0,5 révèle des phénomènes corrélés. A l'inverse un exposant inférieur à 0,5 indique une absence de corrélation entre les points consécutifs. La surface devient plus rugueuse à mesure que H diminue. La figure 1.18 montre trois surfaces de joints différentes, en plan et en vue 3D, de dimension $0,1 \times 0,1 \text{ m}^2$, ayant chacune un exposant de Hurst différent. Les surfaces sont générées à partir d'un code « Matlab », qui sera utilisé dans la suite de notre travail (cf. section 2.8 – partie A), en renseignant l'exposant de Hurst, l'écart-type dans la direction Oz des joints (fixé dans ces simulations à 0,0015 m), et le pas de calcul (fixé à 0,001 m par direction). Nous remarquons que la surface correspondant à l'exposant le plus petit ($H=0,4$) présente le plus d'irrégularité et d'aspérités, sans avoir une corrélation entre les points. Plus l'exposant augmente, plus la surface s'aplanit. Pour $H=0,999$, nous remarquons que les aspérités sont de plus en plus arrondies, et donc les points consécutifs sont corrélés entre eux. L'exposant de Hurst (et donc la dimension fractale), n'est pas le seul paramètre qui permette de quantifier et de décrire la rugosité d'un joint. L'écart type de la hauteur des points du profil ou de la surface a encore un effet sur la rugosité des fractures. Un écart-type plus petit sur la surface ou profil est représenté par une diminution de la hauteur des aspérités, et par suite de l'écart entre les différents pics. Ishibashi *et al.*, 2020 ont représenté l'effet de la dimension fractale et de l'écart-type en comparant des profils ayant la même dimension fractale et des écarts-types différents (figure 1.19)

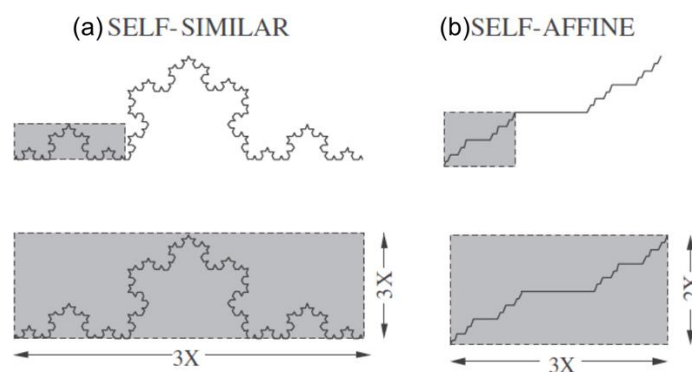


Figure 1.17 : Principe de (a) la fonction auto-similaire et (b) de la fonction auto-affine (tirée de Ge *et al.*, 2014).

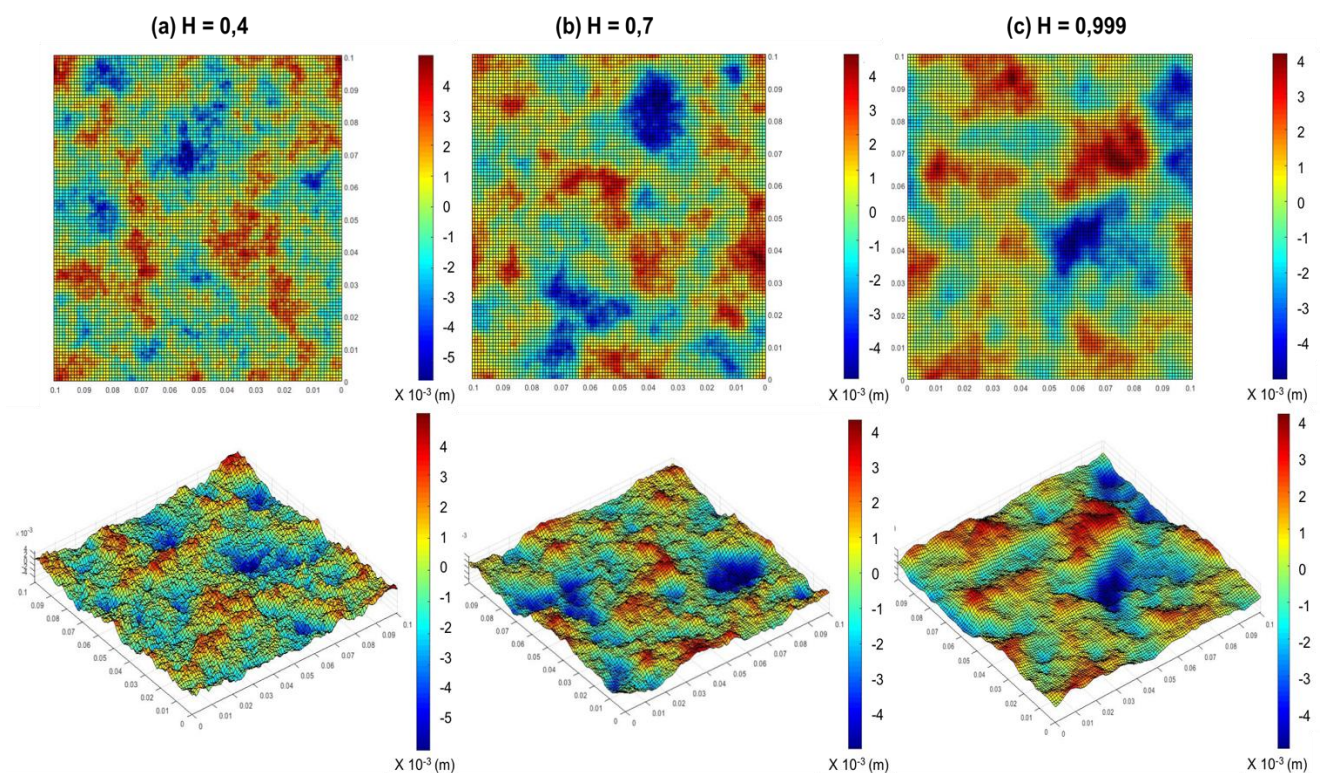


Figure 1.18 : Différents profils de rugosité rocheuse en fonction de l'exposant de Hurst, présentés en 2D et en 3D. Les profils font $0,1 \times 0,1$ m, avec un plan moyen passant par $Z=0$. L'amplitude des profils varie entre (a) $[-6 ;5]$ pour $H = 0,4$, et entre (b-c) $[-5 ;4]$ pour $H = 0,7$ et $H = 0,999$.

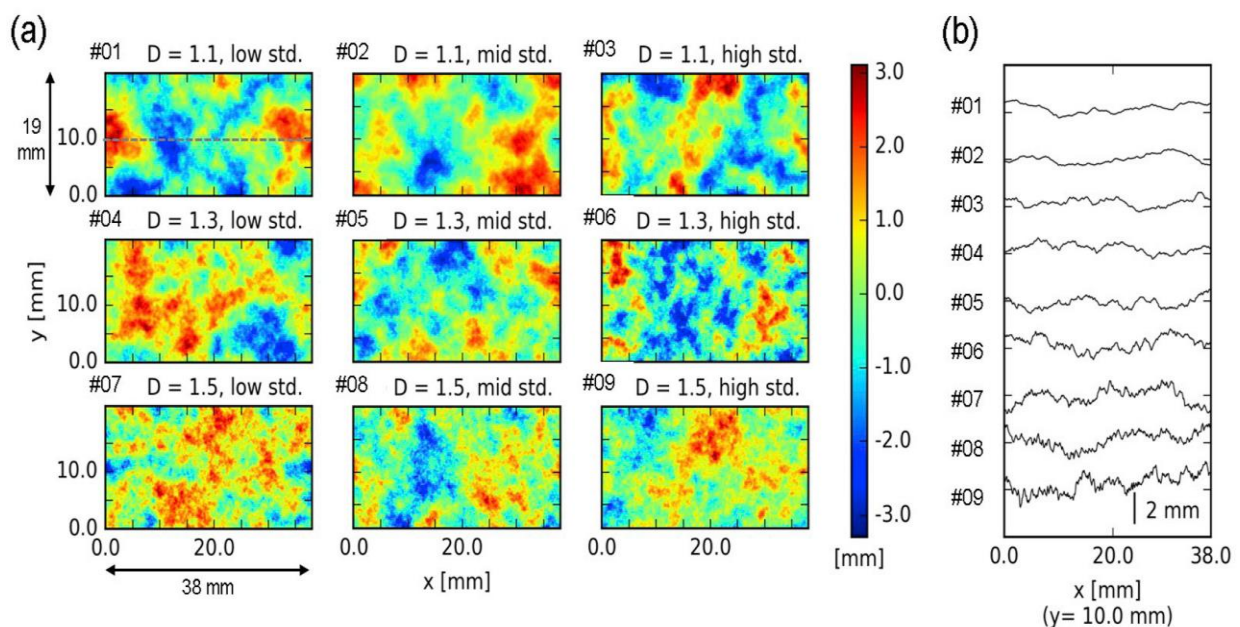


Figure 1.19 : Effet de la dimension fractale et de l'écart-type sur la rugosité des joints. Les neuf profils sont tirés de Ishibashi et al., 2020.

1.4.2.1.4 Relations JRC vs D et paramètres statistiques mesurables

Comme présenté, il existe plusieurs approches pour quantifier la rugosité des aspérités et la mesurer. Cependant, un des critères de rupture les plus utilisés pour les joints est écrit en fonction du JRC. Le passage de la dimension fractale, ou des paramètres mesurables, au JRC a donc constitué le cœur de plusieurs travaux de recherche. Li et Zhang, 2015 et Li et Huang, 2015 ont compilé les relations empiriques les plus utilisées sur ce sujet (Tableaux 1.2 et 1.3). L'application de ces relations montre un écart entre les résultats, qui dépend de la méthode de mesure des profils. Cet écart peut trouver son origine dans l'existence d'incertitudes dans l'évaluation des paramètres, y compris les paramètres mesurables : influence de l'échantillonnage de la discontinuité, du pas de mesure et du facteur humain.

Tableau 1.2 : Quelques relations empiriques pour estimer le JRC à partir des paramètres statistiques. Ces relations et références sont tirées du travail de Li et Zhang, 2015.

Relation empirique	Intervalle des paramètres mesurables	Référence
$JRC = 32,2 + 32,47 \log(Z_2)$	0,1019 – 0,4210	Tse and Cruden, 1979
$JRC = 60,32(Z_2) - 4,51$	0,0748 – 0,4063	Yu and Vayssade, 1991
$JRC = 51,85(Z_2)^{0,6} - 10,37$	0,0684 – 0,4100	Tatone and Grasselli, 2010
$JRC = 2,69 + 245,70 SF$	0 – 0,0705	Tse and Cruden, 1979
$JRC = 239,27\sqrt{SF} - 4,51$	0,0004 - 0,0105	Yu and Vayssade, 1991
$JRC = \left(0,036 + \frac{0,00127}{\ln(R_L)}\right)^{-1}$	1,0013 – 1,0950	Tatone and Grasselli, 2010
$JRC = 411\delta$	0 – 0,0487	Maerz et al., 1990
$JRC = 558,68\sqrt{R_L} - 557,13$	1,0 – 1,0671	Yu and Vayssade, 1991
$JRC = \frac{\log(\delta_L)}{\log(1,0910216)}$	1,0 – 5,7104	Wang, 1982
$JRC = 400\lambda$	0 – 0,0500	Barton and de Quadros, 1997

Tableau 1.3 : Relations empiriques pour estimer le JRC à partir de la dimension fractale D. Ces relations et références sont tirées du travail de Li et Huang, 2015.

Relation empirique	Intervalle de D	Référence
$JRC = -1138,6 + 1141,6 D$	1,0 - 1,0149	Turk <i>et al.</i> 1987
$JRC = -1022,55 + 1023,92 D$	1,0 - 1,0182	Carr and Warriner, 1987
$JRC = 209,7517 D - 204,1486$	1,0 - 1,0686	Quin <i>et al.</i> , 1993
$JRC = 172,206 D - 167,2946$	1,0 - 1,0876	Zhou and Xiong, 1996
$JRC = 7811778,928 D^3 - 23723041,6842 D^2 + 24014672,3562 D - 8103409,7809$	1,0 - 1,0144	Bae <i>et al.</i> , 2011
$JRC = 1000 (D - 1)$	1,0 - 1,0200	Carr and Warriner, 1987
$JRC = 1870 (D - 1)$	1,0 - 1,0107	Maerz and Franklin, 1990
$JRC = 1647 (D - 1)$	1,0 - 1,0121	Liu, 1993
$JRC = 1195,38 (D - 1)$	1,0 - 1,0167	Lamas, 1996
$JRC = 479,396 (D - 1)^{1,0566}$	1,0 - 1,0495	Zhou and Xiong, 1996
$JRC = 29,35 (D - 1)^{0,46}$	1,0 - 1,4343	Jia <i>et al.</i> , 2011
$JRC = 150,5335 (D - 1)^{0,5}$	1,0 - 1,0177	Wakabayashi and Fukushige, 1992
$JRC = -0,87804 + \frac{27,7844(D - 1)}{0,015} - 16,9304 \left(\frac{D - 1}{0,15}\right)^2$	1,0005 - 1,0113	Lee <i>et al.</i> , 1990
$JRC = 28,5 - \frac{33,18}{1 + 150(D - 1)}$	1,0011 - 1,0194	Xu <i>et al.</i> , 2012
$JRC = 100(D - 1)^{0,4} \left(1 - \frac{1}{e^{300(D-1)}}\right)$	1,0 - 1,0181	Xu <i>et al.</i> , 2012
$JRC = \frac{60 (D - 1)^{1,2}}{0,006 + (D - 1)}$	1,0-1,0177	-
$JRC = 53,7031 (D - 1)^{0,3642}$	1,0 - 1,0664	Askari and Ahmadi, 2007
$JRC = 85,2671 (D - 1)^{0,5679}$	1,0 - 1,0778	Xie and Pariseau, 1994

1.4.2.2 Comportement mécanique des discontinuités

Les discontinuités rocheuses jouent un rôle prépondérant dans le pilotage du comportement mécanique des massifs rocheux. Ce rôle peut être étudié à partir d'essais mécaniques *in-situ* pour caractériser les propriétés des réseaux de fracture par exemple dans les zones endommagées autour des excavations, et/ou en laboratoire (Amann *et al.*, 2014 ; 2018 ; de La Vaissière *et al.*, 2015). Les travaux de Guglielmi *et al.*, 2015 ont notamment permis de tester *in-situ* le comportement mécanique de failles sous stimulation hydraulique. Ils ont trouvé que la mise sous-pression d'une faille cause son activation et l'augmentation de sa perméabilité. D'autres travaux ont permis d'extraire du massif rocheux des discontinuités et de les tester en laboratoire, notamment sur de essais de cisaillements

(e.g. Huang *et al.*, 1993 ; Armand *et al.*, 1998 ; Olsson and Barton, 2001 ; Grasselli and Egger, 2003). Cependant, l'extraction des joints naturels est souvent très délicate, voire impossible, coûteuse, et les résultats ne sont pas reproductibles. Pour faire face à ces contraintes, et dans le but de comprendre le comportement global des fractures, des joints ont été fabriqués en laboratoire, soit par stimulation mécanique de roches saines, soit par moulage de surface de fractures naturelles, très souvent en plâtre. Ces joints « artificiels » ont ensuite été soumis à des essais de cisaillement, de compression et de traction (e.g. Bandis *et al.*, 1981 ; Crawford et Curran, 1981 ; Huang *et al.*, 1993 ; Gentier *et al.*, 2000 ; Homand *et al.*, 2001 ; Lee *et al.*, 2001 ; Jafari *et al.*, 2004 ; Yang et al 2016 ; Wei *et al.*, 2018 ; Cui, 2019). Ceci permet une reproductibilité et une multiplication de nombre d'essais permettant de mieux comprendre le comportement mécanique des joints en fonction des différents paramètres tel que la morphologie, les contraintes normales appliquées, le matériau de remplissage, etc. Dans cette partie, nous présentons le comportement mécanique des joints sous compression et cisaillement.

1.4.2.2.1 Comportement sous compression uniaxiale

L'essai de compression uniaxiale pour caractériser les joints rocheux consiste à appliquer une contrainte normale au plan de la discontinuité (figure 1.20a). Il permet de caractériser la fermeture du joint et sa raideur normale (Goodman, 1974 ; Detournay, 1979 ; Bandis *et al.*, 1983). Au cours de cet essai, les contraintes normales appliquées sont tracées en fonction du déplacement relatif au niveau du joint, exprimé par la différence entre le déplacement total de l'éprouvette et celui de la matrice rocheuse intacte (Eq. 1.35).

$$\Delta V_j = \Delta V_t - \Delta V_r \quad (1.35)$$

Avec

ΔV_j : déplacement (fermeture) du joint (en mm)

ΔV_t : déplacement total de la roche comportant une discontinuité

ΔV_r : déplacement de la matrice

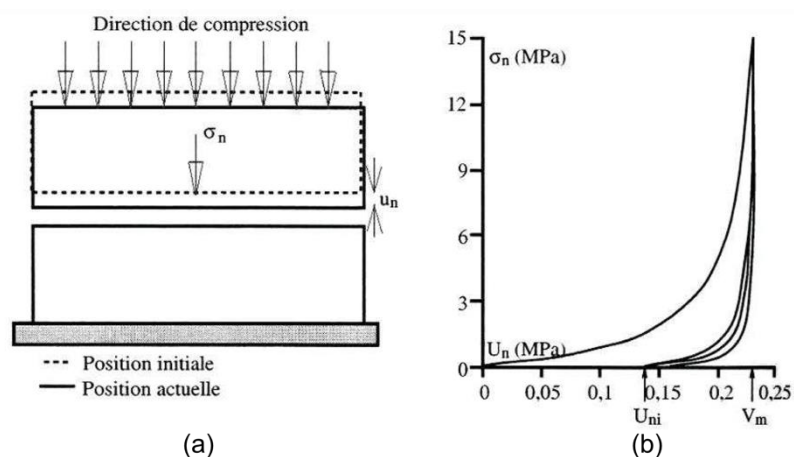


Figure 1.20 : (a) Schéma de l'essai de compression normale du joint et (b) une courbe typique contrainte normale-fermeture normale d'une discontinuité de granite (tirée du manuel des mécaniques des roches CFMR-MMR, 2000).

L'essai de compression uniaxiale consiste généralement en plusieurs cycles de chargement et déchargement. Pendant le premier cycle, à faible contrainte normale, le déplacement total obtenu est principalement lié à la fermeture du joint et donc ΔV_r est faible par rapport à ΔV_t . Après plusieurs cycles, la fermeture du joint atteint une valeur limite V_m , et les déplacements totaux et celui de la roche deviennent presque superposés. En présence de la discontinuité, l'augmentation de la contrainte normale au cours de l'essai conduit à une fermeture progressive du joint, et donc à l'apparition de nouvelles zones de contact (Goodman, 1974 ; Sun *et al.*, 1985 ; Plesha, 1987). La déformation au niveau de ces points peut être élastique ou plastique. Elle est traduite par le comportement non linéaire représenté sur la figure 1.20b. La déformation des joints sous compression dépend de la nature du joint (sain ou altéré) et de son état initial : un joint non-imbriqué a tendance à avoir une déformation et donc une fermeture supérieure à celle d'un joint imbriqué (Bandis *et al.*, 1983).

Les essais de compression permettent de définir la raideur normale k_n des joints. Elle est définie par le rapport entre la contrainte normale appliquée et le déplacement normal du joint, à chaque incrément de contrainte normale σ_n , et donc elle peut être considérée comme la dérivée de la fonction $\sigma_n = f(\Delta V_j)$.

Des auteurs ont proposé des modèles décrivant le comportement des joints sous compression uniaxiale, à partir des essais mécaniques. Les modèles les plus classiques proposent une relation hyperbolique entre la contrainte normale et le déplacement normal du joint colmaté (e.g. Goodman, 1974, 1976 ; Kondner, 1963 ; Kulhawy, 1975 ; Duncan et Chang, 1970). Le modèle suivant est étudié par les trois dernières références cités (Eqs. 1.36 à 1.38) :

$$\sigma_n = \frac{1}{\frac{a}{\Delta V_j} - b} \quad (1.36)$$

$$\Delta V_j = \frac{\sigma_n V_m}{k_{ni} V_m + \sigma_n} \quad (1.37)$$

$$k_n = k_{ni} \left(\frac{k_{ni} V_m + \sigma_n}{k_{ni} V_m} \right)^2 \quad (1.38)$$

Avec a et b deux constantes, k_{ni} la raideur normale initiale, V_m le déplacement/fermeture maximale du joint (en mm).

Pour les joints ouverts, Bandis *et al.*, 1983 adoptent une relation semi-logarithmique entre la contrainte normale et la fermeture du joint (Eq. 1.39 – figure 1.21) :

$$\log \sigma_n = p + q \Delta V_j \quad (1.39)$$

Avec p et q deux constantes dépendantes du matériau de remplissage.

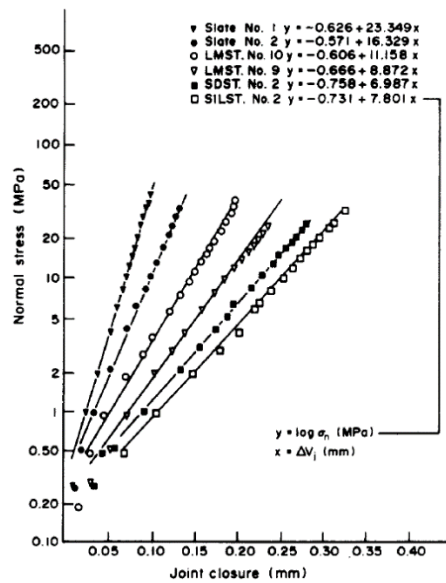


Figure 1.21 : Variation de la contrainte normale en fonction de la fermeture du joint, selon le modèle de Bandis et al., 1983.

1.4.2.2.2 Comportement en cisaillement

L'essai de cisaillement est largement utilisé en génie civil pour caractériser les joints rocheux et leur résistance au cisaillement. Il consiste à imposer à l'éprouvette un déplacement tangentiel, sous contrainte normale. Deux types d'essais sont applicables : essai à contrainte normale constante (CNC) et essai à raideur normale constante (KNC). Dans le premier cas (CNC), une contrainte normale est imposée et maintenue constante le long de l'essai. Le déplacement normal le long du joint est donc libre. Ces conditions d'essais sont les plus adaptées pour simuler le glissement des blocs rocheux sur un massif (Goodman, 1976) (figure 1.22a-c). Or dans certains cas le déplacement normal, et par suite la dilatance, sont restreints. C'est le cas par exemple d'un joint sur un bloc confiné à proximité d'une excavation. Pour simuler ces phénomènes, la raideur normale est fixée au cours de l'essai (figure 1.22b-d) (Brady et Brown, 2004 p 123).

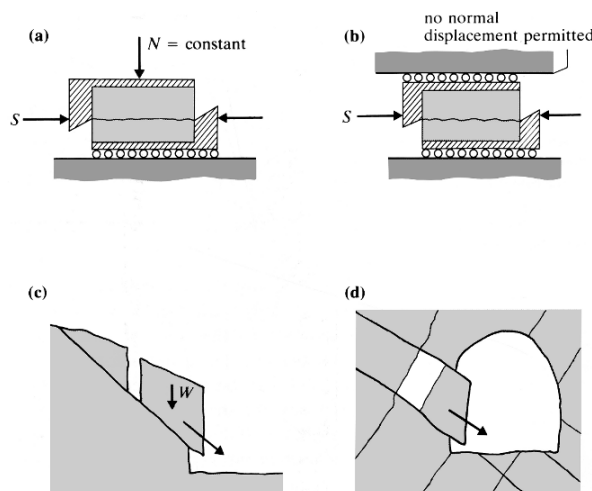


Figure 1.22: Simulation des essais de cisaillement à contrainte normale constante (a et c) et à raideur normale constante (b et d) (tirée de Brady et Brown, 2004).

1.4.2.2.1 Comportement en cisaillement à contrainte normale constante

Le comportement des joints rocheux sous cisaillement, est caractérisé par l'analyse des courbes contrainte tangentielle, τ , versus déplacement tangentiel, u_t , et déplacement normal, u_n , versus déplacement tangentiel (figure 1.23).

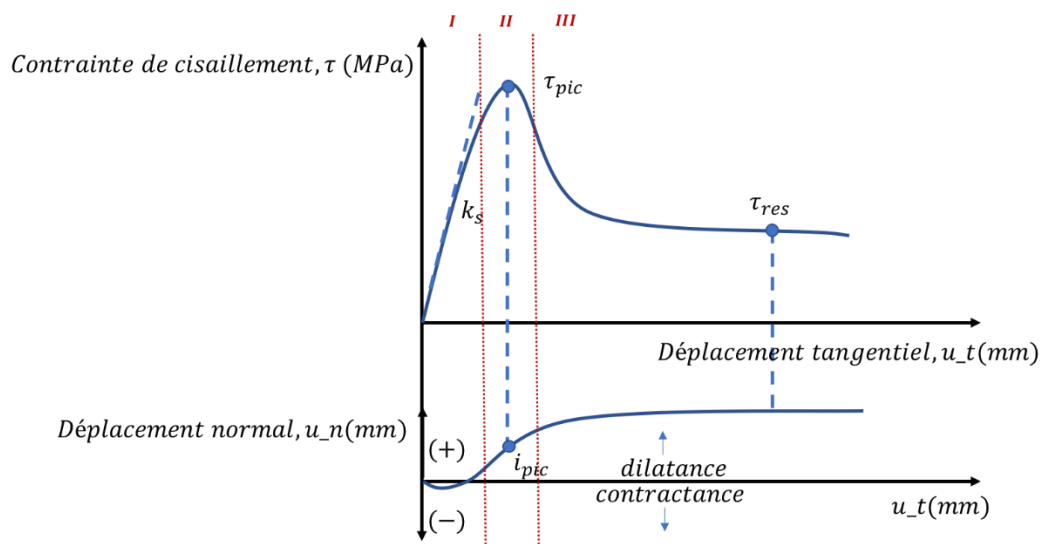


Figure 1.23: Comportement typique d'un joint rocheux soumis à un essai de cisaillement. La figure représente l'évolution de la contrainte tangentielle dans les phases pré-pic, pic et post-pic (courbe supérieure) et du déplacement normal (courbe inférieure) en fonction du déplacement tangentiel.

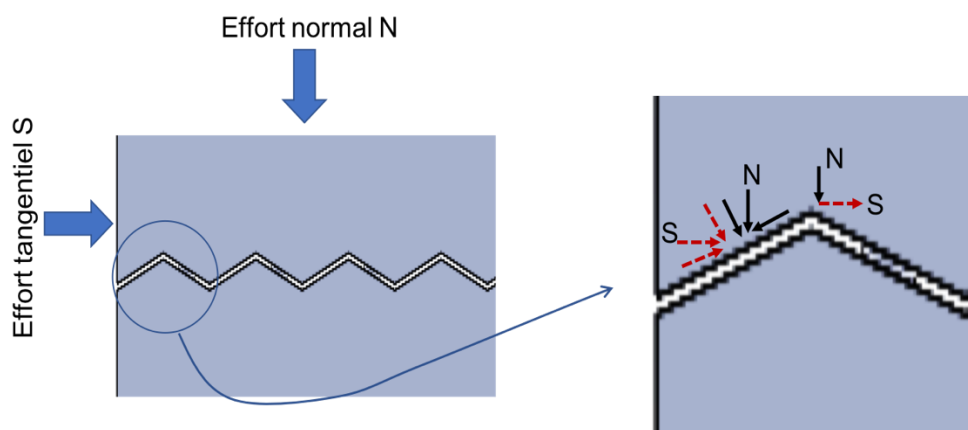


Figure 1.24 : Décomposition des efforts normal et tangentiel sur l'aspérité d'un joint.

La courbe classique à contrainte normale constante est formée de 3 phases : pré-pic, pic et post-pic. Dans la première phase, la contrainte tangentielle évolue linéairement en fonction du déplacement, c'est la phase élastique du comportement. Une faible contractance au début du test est mobilisée : la résultante des efforts normal et tangentiel (figure 1.24) aboutit à une fermeture du joint (prépondérance de la résultante normale des forces liée à la faible valeur de force tangentielle au début de l'essai), et à une augmentation de la surface de contact sur le joint. Cette déformation n'est pas totalement réversible (Goodman, 1974 ; Grasselli ; 2001). L'évolution de la contrainte tangentielle reste linéaire jusqu'au début du glissement, puis passe à une augmentation non linéaire simultanément avec le début de la dilatance sur la courbe du déplacement normal. Sun *et al.*, 1985

ont estimé la valeur de transition entre comportement linéaire et non linéaire de 85 à 95% de la résistance tangentielle ultime pour les joints imbriqués. Ils ont trouvé aussi que la phase linéaire diminue pour des contraintes normales élevées. La phase pré-pic permet aussi d'estimer la raideur tangentielle k_s du joint. Il s'agit du rapport entre la contrainte tangentielle et le déplacement tangentiel. k_s dépend de la contrainte normale appliquée et de la morphologie du joint. Cette dépendance a constitué le sujet d'intérêt de plusieurs auteurs qui ont essayé de définir la relation liant k_s à σ_n . A titre d'exemple, Yoshinaka et Yamabe, 1986 ont trouvé une dépendance linéaire. Jing *et al.*, 1992 ont proposé une relation hyperbolique. Généralement, la raideur tangentielle augmente avec la contrainte normale appliquée au joint. En effet, plus la contrainte normale est élevée, plus l'aire de contact entre les épontes du joint, et par suite leur imbrication augmentent. Ceci aboutit à une raideur plus importante de l'ensemble de joint.

La deuxième phase comprend la valeur de contrainte tangentielle maximale, à laquelle s'associe généralement le taux de dilataance maximal (Barton, 1972). Cette valeur correspond à la résistance maximale du joint, au-delà de laquelle les aspérités commencent à se broyer et se dégrader. Cependant, les aspérités ne sont pas souvent régulières et il peut y avoir des grands écarts entre les aspérités primaires et secondaires. De ce fait, quelques aspérités vont rompre avant d'autres et la dilataance maximale peut avoir lieu légèrement avant la résistance maximale (Flamand, 2000).

La dernière phase correspond à la diminution progressive de la contrainte tangentielle jusqu'à atteindre une valeur résiduelle. Cette contrainte résiduelle est représentée par la valeur de contrainte tangentielle obtenue pour un grand déplacement tangentiel au-delà duquel elle ne varie plus. La contrainte résiduelle dépend de l'état du joint, de sa rugosité et du sens de cisaillement (Panet, 1976 ; Hutson et Dowding, 1990 ; Jing *et al.*, 1992 ; Fox *et al.*, 1998). La diminution de contrainte tangentielle jusqu'à la valeur résiduelle est expliquée par la dégradation des aspérités et l'augmentation de la surface de contact. En effet, lorsque les aspérités sont cassées, la résistance de cisaillement mobilisée diminue au fur et à mesure de l'essai. En général, la valeur résiduelle est obtenue après plusieurs cycles de cisaillement. La valeur obtenue donc à la fin d'un essai, ou même d'un seul cycle de cisaillement, n'est pas la vraie valeur résiduelle. Krahn et Morgenstern, 1979 ont remplacé donc le terme « contrainte résiduelle » par « contrainte ultime ». Ils ont trouvé que cette valeur peut changer d'un essai à un autre, pour une même roche, dans des conditions d'essais identiques et une rugosité initiale similaire. Krahn et Morgenstern, 1979 expliquent cette différence par le fait qu'au cours de l'essai, la dégradation des joints n'est pas identique et dépend du sens de cisaillement des aspérités, et donc les rugosités intermédiaires et leurs modes de rupture varient d'un essai à un autre. En d'autres termes, en fonction du sens de cisaillement et du niveau de contraintes, on est susceptible de solliciter les aspérités primaires et secondaires différemment, et donc d'avoir une évolution différente de l'aire de contact. Ceci peut aboutir à des contraintes « ultimes » différentes, qui diminuent au fur et à mesure des cycles, jusqu'à atteindre la valeur résiduelle finale.

Dans un cas simplifié idéal, où la discontinuité est lisse et donc parfaitement sans aspérité, le comportement sera réduit à un comportement élasto-plastique à deux phases, avec une augmentation linéaire de la contrainte tangentielle suivie d'une valeur maximale (la résistance au cisaillement) qui reste constante au cours de l'essai (figure 1.25). Ceci est expliqué par l'hypothèse que la rupture se fait uniquement au niveau du joint en l'absence d'aspérités. Aucune dilataance n'est identifiée dans ce type de joint (absence de déplacement normal lié à la présence des aspérités)

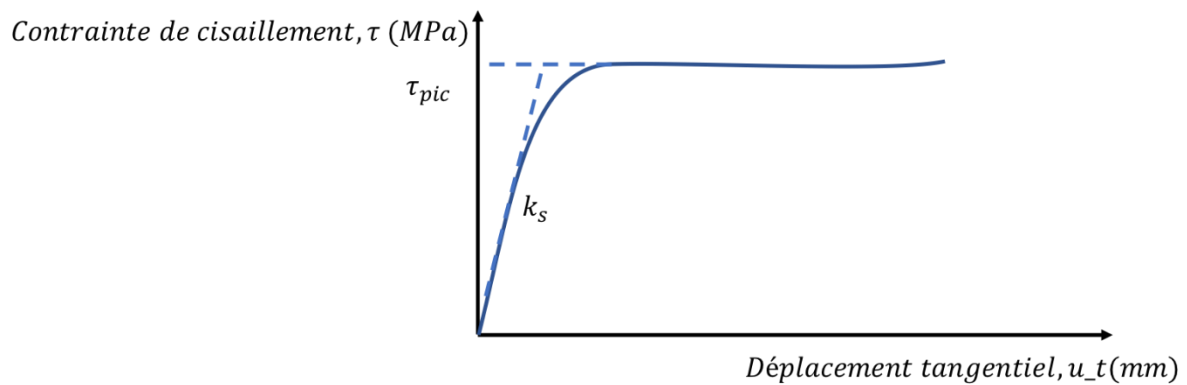


Figure 1.25 : Comportement mécanique en cisaillement d'un joint lisse.

1.4.2.2.2 Comportement en cisaillement à raideur normale constante

Ces essais sont principalement utilisés pour simuler des conditions in-situ des joints aux niveaux des excavations souterraines (figure 1.22b-d). Dans cet essai, une raideur normale est imposée k_{ext} pour simuler la déformabilité du bloc rocheux in-situ. La dilatance du joint est empêchée ce qui conduit à une augmentation de la contrainte normale appliquée. Lechnitz, 1985 a défini la variation de contrainte normale au cours de l'essai par l'Eq. 1.40 :

$$\Delta\sigma_n - k_{ext} * \Delta u_n = 0 \quad (1.40)$$

Avec $\Delta\sigma_n$ la variation de la contrainte normale (en MPa), k_{ext} la raideur normale imposée dans l'essai (en MPa/mm) et Δu_n le déplacement normal au niveau des joints. La majorité des chercheurs qui ont étudié le comportement mécanique des joints sous raideur normale constante (KNC) ont cherché à quantifier et définir la dilatance réelle du joint (équivalente à Δu_n).

A titre d'exemple, Saeb et Amadei, 1992 ont proposé un modèle analytique de l'évolution de la dilatance et des contraintes tangentielles et normales, mais ils ont considéré dans leur modèle que la réponse du joint est indépendante de l'histoire du chargement (figure 1.26). Seidel and Haberfield, 2002 ont pris en compte le chemin de chargement des joints, mais leur modèle est basé sur un nombre limité d'essais de cisaillement sur des joints artificiels en dents de scies. Ils ont étudié l'interface roche/béton et roche/roche. Indraratna *et al.*, 2010 ont travaillé sur des joints naturels, mais avec un nombre de tests très limité. D'autres auteurs ont traité ce sujet, comme Lechnitz, 1985 ; Johnston *et al.*, 1987 ; Archambault *et al.*, 1990 ; Van Sint Jan, 1990 ; Blümel *et al.*, 2003 ; Indraratna *et al.*, 2010, 2015).

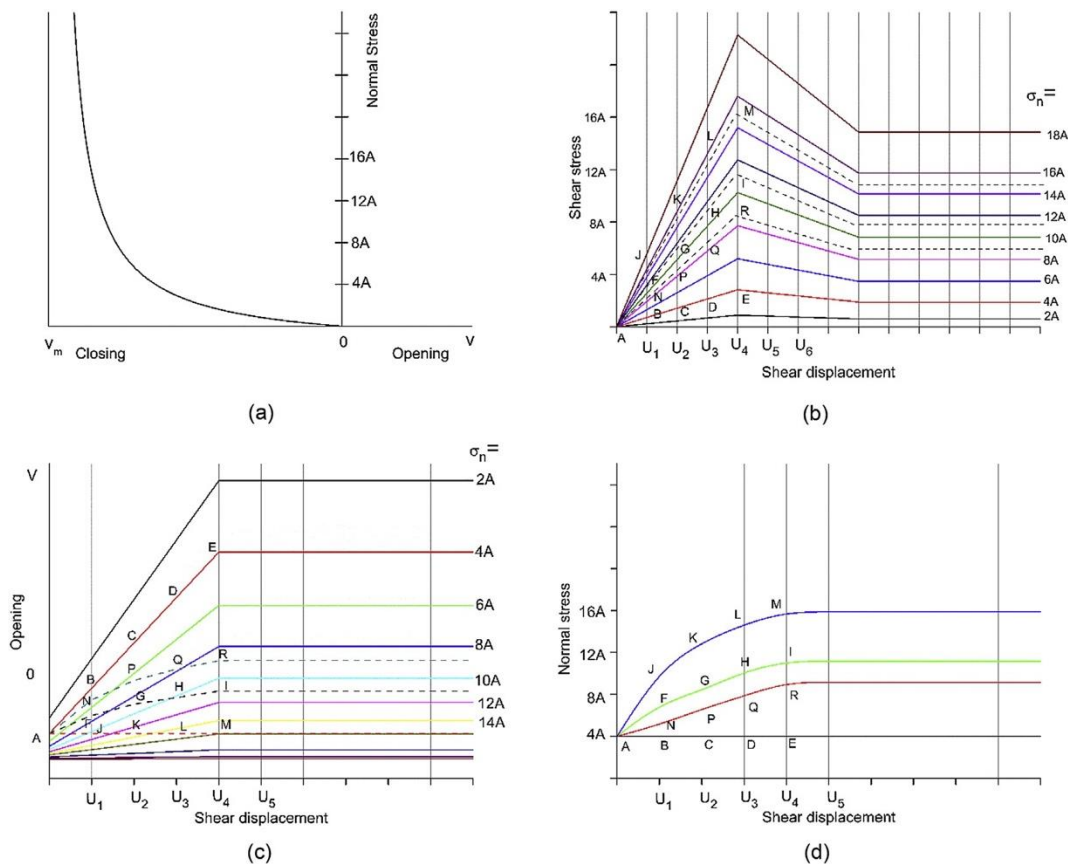


Figure 1.26 : Modèle de Saeb et Amadei, 1990, pour décrire le comportement des joints rocheux sous raideur normale constante (tirée de Thirukumaran et Indraratna, 2016).

Les résultats montrent un comportement global qui ressemble d'un point de vue qualitatif au comportement des joints sous contraintes normales constantes, à savoir une phase initial linéaire d'augmentation de la contrainte tangentielle, suivie d'un pic et d'une phase résiduelle, atteinte après stabilisation des contraintes normales (figure 1.26). Cependant, quantitativement, les résultats présentent des différences : le pic est atteint après un déplacement tangentiel plus élevé que celui obtenu à contrainte normale constante. De même, la phase résiduelle n'est pas bien mise en évidence à faible contrainte normale (figure 1.27a). En effet, à faible contrainte normale initiale, la raideur normale imposée domine la contrainte normale. Johntson *et al.*, 1987 ont représenté l'évolution simultanée des contraintes normale et tangentielle dans un essai de cisaillement à raideur normale constante (KNC) pour des interfaces roches/béton avec aspérités triangulaires régulières (figure 1.27b). Ils trouvent que 2 pics sont présents sur la courbe contrainte tangentielle vs déplacement tangentiel. Dans leur explication, ils considèrent que du point A au point B, à déplacement tangentiel et dilatance presque nuls, la résistance au glissement des aspérités est atteinte, suivie d'une perte de cohésion (diminution de la contrainte tangentielle de B à C). Ensuite, à cause de l'augmentation de la dilatance et de la contrainte normale, la contrainte tangentielle augmente jusqu'à atteindre la résistance au cisaillement du joint au point D. Au-delà de cette phase, la contrainte normale se stabilise et la contrainte tangentielle diminue jusqu'à sa valeur résiduelle. Pour des contraintes normales initiales élevées, le comportement global est gouverné par cette contrainte plutôt que par la raideur normale imposée, et donc un comportement similaire à celui présenté précédemment pour un essai à contrainte normale constante est obtenu.

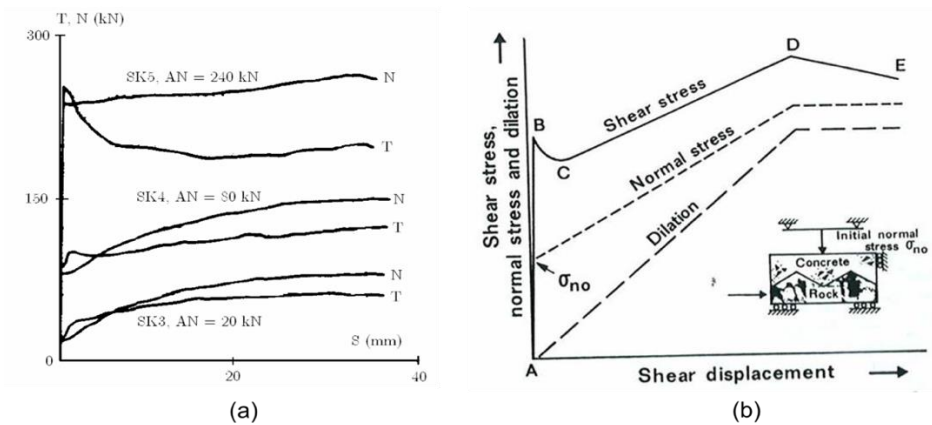


Figure 1.27: (a) Courbes des forces tangentielles T vs déplacement horizontal S pour des essais de cisaillement sous conditions raideur normale constante à différents niveaux de force normale et à une raideur normale imposée de 0,67 MPa/mm (Leichnetz, 1985) et (b) idéalisation des essais de cisaillement sous raideur normale constante réalisés par Johnston et al., 1987 pour des interfaces roche/béton à aspérités régulières.

1.4.2.2.3 Paramètres d'influence sur le comportement des joints

Le comportement global classique des joint rocheux sous cisaillement est influencé par différents paramètres, parmi lesquelles on cite la contrainte normale appliquée, leur dimension, la présence des ponts rocheux et la rugosité des surfaces. Ce dernier paramètre est pris en compte dans les critères de rupture de la section 1.4.2.2.4.

1.4.2.2.3.1 Contrainte normale

Le niveau de contrainte normale appliquée contrôle le comportement du joint le long des aspérités (figure 1.28). A faible contrainte normale, le joint glisse le long de sa surface avant de cisailer les aspérités. La phase de glissement diminue au fur et à mesure de l'augmentation de la contrainte normale. A partir d'un certain seuil (dépendant de la nature du matériau constituant le joint et de sa rugosité), les aspérités sont directement rompues en absence d'une phase de glissement prononcée. La dilatance diminue en augmentant la contrainte normale. L'influence de la contrainte normale était le sujet d'études de nombreux auteurs (Patton, 1966 ; Barton, 1972; Jing et al., 1992 ; Biran et al., 2009).

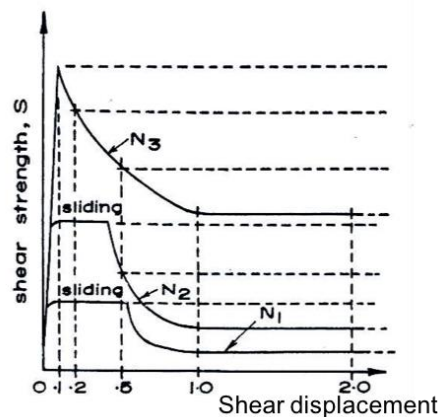


Figure 1.28 : Effet de la contrainte normale sur le comportement en cisaillement et le glissement des joints (tirée de Patton, 1966).

1.4.2.2.3.2 Effet d'échelle

Les essais de cisaillement au laboratoire permettent de caractériser les joints à une échelle généralement plus petite que leur échelle in-situ. Pour étudier l'effet d'échelle sur le comportement des joints rocheux, plusieurs auteurs ont menés des essais de cisaillements sur des blocs d'un même joint à dimensions différentes. Les résultats montrent une augmentation de la résistance tangentielle et une diminution de l'angle de dilataance au pic avec la diminution de la surface des joints (figure 1.29). La courbe contrainte tangentielle versus déplacement horizontal s'arrondit au niveau du pic progressivement en augmentant la surface du joint (Bandis *et al.*, 1981 ; Sun *et al.*, 1985 ; Hutson et Dowding, 1990).

Dans son travail, Barton a mis en évidence qu'à grande échelle, les aspérités ont une résistance plus faible (paramètre S_A dans la figure 1.29, à droite), la géométrie (rugosité) est plus faible ce qui aboutit à une diminution de la dilataance (paramètre d_n de la figure 1.29 à droite), et le déplacement mobilisé pour atteindre le pic augmente. Dans cette perspective, Bandis *et al.* 1981 et Barton et Bandis, 1982 ont proposé des relations qui permettent d'estimer la valeur du JRC et JCS en fonction de la longueur du joint (Eqs. 1.41-1.42).

$$JRC = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0,02JRC_0} \tag{1.41}$$

$$JCS = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0,03JCS_0} \tag{1.42}$$

Avec JRC_0 , L_0 et JCS_0 les valeurs à l'échelle du laboratoire.

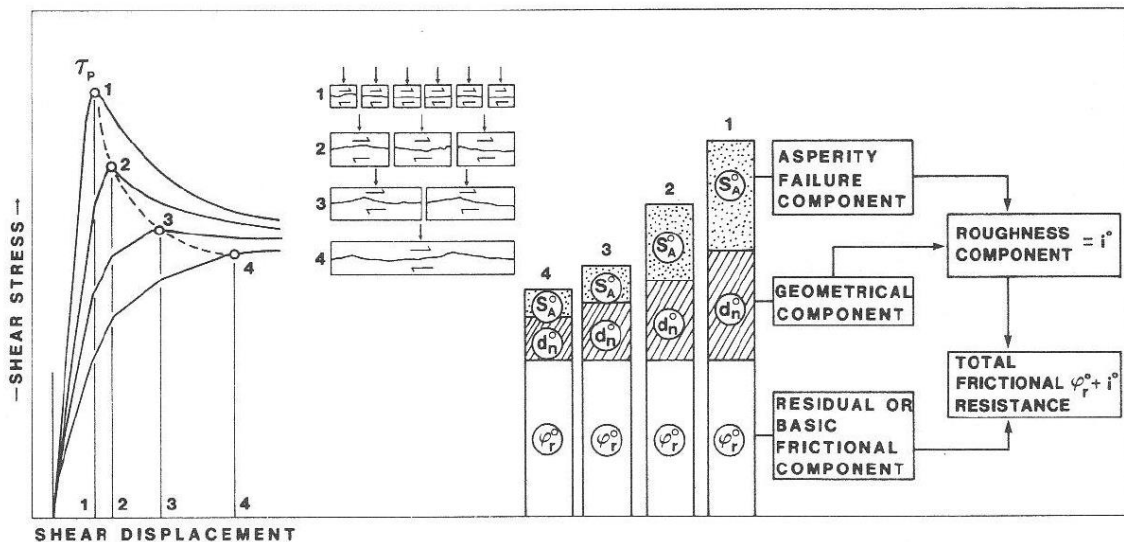


Figure 1.29 : Effet d'échelle sur le comportement des joints rocheux sous cisaillement (Bandis *et al.*, 1981).

Ce sujet est très intéressant surtout que les essais in-situ et à grande échelle sont très difficiles et coûteux. Les chercheurs essayent donc de comprendre les mécanismes responsables de la différence du comportement entre les différentes échelles pour trouver un modèle permettant de passer d'une échelle à l'autre et donc de comprendre le comportement des zones des failles. Candela et Brodsky, 2016, définissent une longueur de failles, au-dessous de laquelle la faille est plus rugueuse et les aspérités subissent une rupture plastique. Au-delà de cette limite, les failles sont plus aplaties et la

résistance des aspérités diminuent (à grande échelle la probabilité d'avoir des défauts dans les aspérités augmente) et elles subissent donc une rupture fragile. En plus, à l'échelle du laboratoire, la surface réelle de contact est mesurable, et donc le frottement en fonction de la contrainte normale est bien défini. Ceci est plus difficile à grande échelle.

1.4.2.2.3.3 Effet des ponts rocheux

Les ponts rocheux constituent des points de continuité de la matrice rocheuse au niveau des joints. Ils sont représentés généralement par des parties continues de roche intacte sur les joints non-persistants. Leur présence affecte les propriétés mécaniques des joints en leur assurant une résistance plus élevée et une cohésion. Ils sont généralement pris en compte dans les problèmes de glissement des terrains : l'investigation des pentes suite aux chutes des blocs met en évidence la présence des ponts rocheux (figure 1.30) (e.g. Cruden, 2000 ; Sturzenegger et Stead, 2012). Une fois que la proportion de ces ponts n'est plus suffisante pour maintenir la pente, la rupture a lieu. Cependant leur quantification avant la rupture est compliquée. De nombreux auteurs ont étudié le mode de rupture des ponts rocheux et leur influence sur le comportement mécanique des joints (e.g. Frayssines et Hantz, 2009). Le critère de rupture de l'Eq. 1.43 est exprimé en fonction des ponts rocheux

$$T = N[(1 - a_{rb}) \tan(\varphi_j) + a_{rb} \tan(\varphi_{rb})] + c_{rb} A_{rb} \quad (1.43)$$

Avec T effort tangentiel en N, N effort normal, a_{rb} proportion de la surface des ponts rocheux par rapport à la surface des joints, φ_j angle de frottement du plan de glissement, c-à-d de la partie ouverte du joint, φ_{rb} angle de frottement des ponts rocheux, c_{rb} cohésion des ponts rocheux et A_{rb} la surface des ponts.

Une autre formulation intéressante pour exprimer l'effet des ponts rocheux sur le comportement des joints rocheux est celle de Jennings, 1970. Dans sa formulation, le rapport des ponts rocheux au niveau de la surface des joints est exprimé par le rapport k (Eq. 1.44) :

$$k = \frac{\sum A_j}{\sum A_j + \sum A_{rb}} \quad (1.44)$$

Avec A_j la surface du joint et A_{rb} celle des ponts rocheux.

Dans sa formulation, Jennings considère qu'un critère Mohr-Coulomb peut être appliqué aux joints non-persistants, en remplaçant la cohésion et l'angle de frottement par une cohésion équivalente c_{eq} et un angle de frottement équivalent φ_{eq} tenant compte des ponts rocheux et ayant les expressions suivantes (Eqs. 1.45-1.46)

$$c_{eq} = (1 - k)c_r + kc_j \quad (1.45)$$

$$\tan(\varphi_{eq}) = (1 - k)\tan(\varphi_r) + k\tan(\varphi_j) \quad (1.46)$$

Avec c_r et c_j les cohésions de la roche intacte et du joint en MPa respectivement, et φ_r et φ_j les angles de frottement de la roche intacte et du joint respectivement.

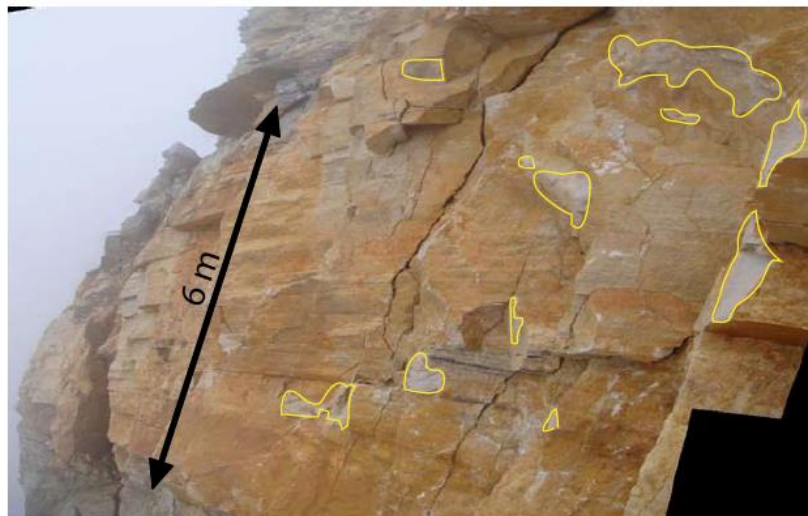


Figure 1.30 : Photographie d'une partie de la surface de rupture après l'éboulement de la suite Chamousset1. Les traces fraîches de rupture sont délimitées. Elles correspondent aux ponts rocheux. (tirée de Levy, 2006).

1.4.2.2.4 Critères de rupture en cisaillement des discontinuités rocheuses

Les critères de rupture des joints rocheux permettent d'exprimer la résistance des joints au cisaillement en fonction de leurs propriétés mécaniques, sur la base des essais expérimentaux. Dans la partie qui suit, nous présenterons cinq critères classiques largement utilisés en mécanique des roches. Il existe d'autres critères utilisés ; nous citons à titre d'exemple : Heuze, 1979 ; Lechnitz, 1985 ; Xia *et al.*, 2014 ; Yang *et al.*, 2016.

1.4.2.2.4.1 Critère de Mohr-Coulomb

C'est le critère le plus simple. Il ne prend pas en compte explicitement la rugosité des joints. Pour cela, il est plutôt utilisé pour des joints lisses. Sa formulation est la suivante (Eq. 1.47) :

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_{j,b}) + c_j \quad (1.47)$$

Avec $\varphi_{j,b}$ et c_j respectivement l'angle de frottement de base et la cohésion du joint (en MPa). Ce modèle présenté dans la figure 1.31 reste simplifié. Cependant, il ne prend pas en compte l'évolution de l'angle de frottement et de la cohésion en fonction du niveau des contraintes normales appliquées.

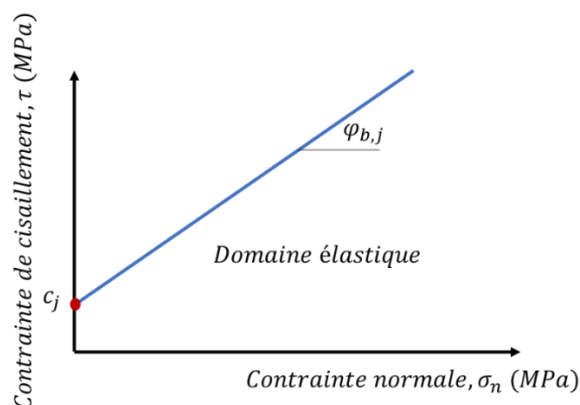


Figure 1.31 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

1.4.2.2.4.2 Critère bilinéaire de Patton

Patton, 1966 est le premier à avoir introduit la notion de dilatance et à prendre en compte l'effet de la géométrie du joint sur son comportement mécanique en cisaillement. Il a réalisé des essais de cisaillements sur des joints artificiels à aspérités régulières en dents de scie. A partir de ces essais, il a distingué deux comportements différents en fonction du niveau de contrainte normale appliquée. Il a proposé un critère de rupture bilinéaire (figure 1.32).

Sous faible contrainte normale, un glissement le long des aspérités est obtenu, générant ainsi une dilatance du joint. A partir d'une contrainte normale de transition σ_T , une rupture des aspérités a lieu et le comportement du joint passe d'un glissement le long des aspérités à une rupture de la matrice au niveau de ces aspérités. Les équations des deux droites qui régissent ce comportement et qui définissent ce critère sont (Eqs. 1.48-1.49) :

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_{b,j} + i) \text{ avec } \sigma_n < \sigma_T \quad (1.48)$$

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_{b,j}) + c_j \text{ avec } \sigma_n \geq \sigma_T \quad (1.49)$$

Avec i l'angle de l'aspérité, $\varphi_{b,j}$ l'angle de frottement de base du joint et c_j la cohésion du joint.

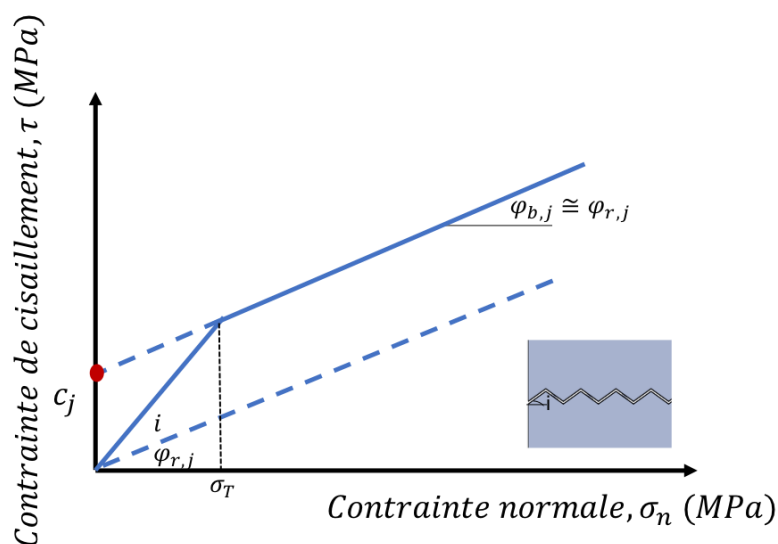


Figure 1.32 : Critère bilinéaire de Patton.

Ce critère permet de comprendre l'existence de deux phénomènes : le glissement et le cisaillement. Il montre de même que la résistance du joint augmente pour des rugosités plus marquées (c.à.d. pour i plus grand). En plus, il suppose que lorsque les aspérités sont écrasées, le joint se comporte comme un joint lisse décrit par un critère linéaire. Cependant, ce critère reste simplifié parce qu'un joint rocheux réel ne présente pas des aspérités régulières, et donc pour une même contrainte normale, en fonction de l'angle de l'aspérité, les deux phénomènes de glissement et de cisaillement peuvent coexister et quelques aspérités peuvent rompre avant que le joint atteigne sa résistance maximale au cisaillement.

1.4.2.2.4.3 Critère de Ladanyi et Archambault

Afin de surmonter les limitations du modèle bilinéaire de Patton, Ladanyi et Archambault, 1969 se sont basés sur ce dernier pour développer un nouveau critère sur des principes énergétiques proposées par Rowe *et al.*, 1964. Ladanyi et Archambault considèrent que l'effort de cisaillement total sur le joint est divisé en 4 composantes qui peuvent exister en même temps, contrairement au critère de Patton qui sépare les phases de cisaillement : une composante S_1 liée au travail externe dilatant contre la force normale externe appliquée N , une composante S_2 due au travail interne en frottement en présence de la dilatance, et une composante S_3 due au travail interne en frottement en absence de dilatance. La dernière composante S_4 est identique à la deuxième partie du critère bilinéaire et apparaît une fois que toutes les aspérités sont détruites. Celle-ci représente l'effort du cisaillement des aspérités. Ces efforts (en N) sont représentés en fonction de la portion d'aire du joint cisailée $a_s = \frac{A_s}{A}$ comme suit (Eq. 1.50) :

$$S = (S_1 + S_2 + S_3)(1 - a_s) + S_4 a_s \tag{1.50}$$

Avec A_s la surface cisailée du joint et A sa surface totale.

Ils obtiennent alors le critère suivant (Eq. 1.51, figure 1.33) :

$$\tau = \frac{S}{A} = \frac{\sigma_n(1-a_s)(\dot{v} + \tan\phi_j) + a_s S_r}{1 - (1-a_s)\dot{v}\tan\phi_j} \tag{1.51}$$

Avec \dot{v} le rapport de dilatance à la rupture ($\dot{v} = \tan i$, et i l'angle des aspérités à la rupture), et S_r la résistance au cisaillement des aspérités, considérée égale à la résistance au cisaillement de la roche intacte.

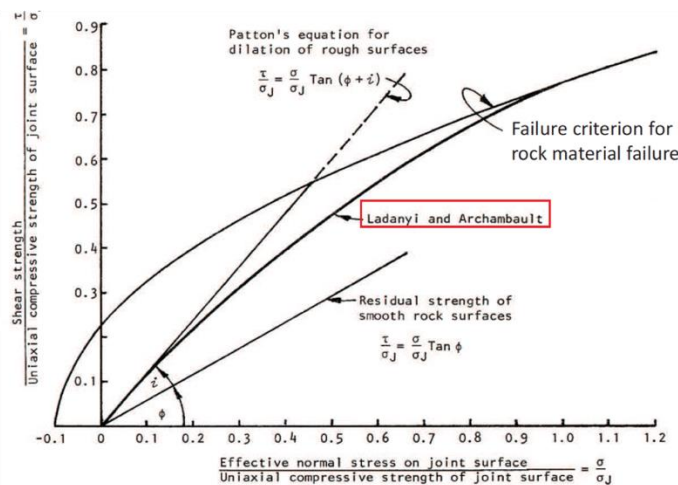


Figure 1.33 : Critère de Ladanyi et Archambault (tirée de Hoek et Bray, 1977).

1.4.2.2.4.4 Critère empirique JRC-JCS de Barton

La rugosité est prise en compte dans le critère de Ladanyi et Archambault par l'intermédiaire de la proportion de surface cisailée et de la dilatance. Dans son critère, Barton quantifie explicitement la rugosité dans le critère en utilisant le JRC. Il exprime donc dans son premier critère (Barton, 1973) la résistance au cisaillement d'un joint en fonction de la rugosité JRC, l'angle de frottement de base $\phi_{b,j}$, la contrainte normale externe appliquée σ_n , et la résistance à la compression de la roche JCS (Joint Compressive Strength) (Eq. 1.52).

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\varphi_{j,b} + JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (1.52)$$

Suite à ce travail, Barton et Choubey, 1977 ont amélioré ce critère en se basant sur des résultats expérimentaux et ont défini deux niveaux du critère en fonction de la contrainte normale appliquée (Eqs. 1.53-1.54, figure 1.34).

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\varphi_{j,r} + JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \text{ pour } 1 \leq \frac{JCS}{\sigma_n} \leq 100 \quad (1.53)$$

$$\tau \cong \sigma_n \tan[70^\circ] \text{ pour } \frac{JCS}{\sigma_n} > 100 \quad (1.54)$$

Dans leur deuxième version, ils ont remplacé l'angle de frottement de base $\varphi_{j,b}$ par l'angle de frottement résiduel $\varphi_{j,r}$. En effet, suite aux différents essais réalisés, ils ont trouvé que le niveau d'altération du joint contrôle son comportement, même au-delà de la résistance maximale, et donc l'angle de frottement résiduel peut légèrement différer de l'angle de frottement de base du joint. Celui-ci est estimé à partir de l'expression (Eq. 1.55) :

$$\varphi_{j,r} = (\varphi_{j,b} - 20) + 20 r/R \quad (1.55)$$

Avec r le nombre de rebond du marteau de Schmidt sur le joint mouillé et altéré, et R celui sur le joint sec non altéré.

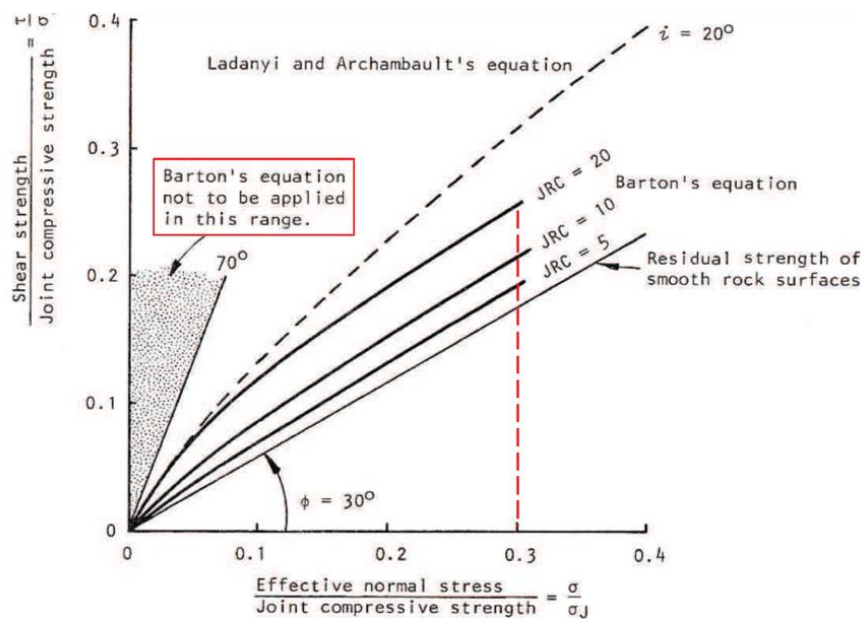


Figure 1.34 : Critère de Barton (tirée de Hoek et Bray, 1977).

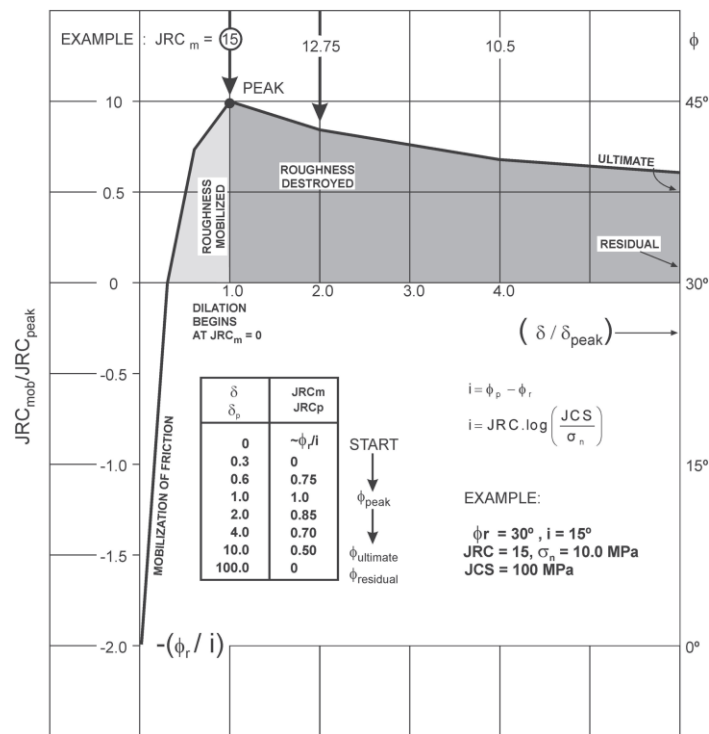


Figure 1.35 : Concept du JRC mobilisé développé par Barton, 1982, permettant la modélisation de la contrainte tangentielle et la dilatance au cours du cisaillement.

Barton, 1982 définit un JRC mobilisé, qui atteint sa valeur maximale au pic (c'est le JRC utilisé pour tracer l'enveloppe du critère), et qui diminue au cours de l'essai de cisaillement à mesure que les aspérités se dégradent jusqu'à atteindre une contrainte tangentielle résiduelle (figure 1.35). Le critère de Barton est adopté comme le critère de référence par la Société Internationale de la Mécanique des Roches en 1978.

Dans son critère, Barton caractérise le joint avec une valeur initiale du JRC. Cependant, comme évoqué précédemment, la définition de cette valeur est subjective. De plus, la surface des joints n'est pas souvent isotrope, et donc le JRC peut varier en fonction du profil choisi sur le joint. A titre d'exemple, Ferrero *et al.*, 1999 ont choisi aléatoirement 20 profils d'un même joint et ont démontré que le JRC peut varier de 8 à 20 sur le même joint. Il est donc important de choisir le JRC le plus représentatif du joint et qui a le plus d'influence sur le comportement mécanique.

1.4.2.2.4.5 Critère GG de Grasselli et Egger, 2003

Dans le but de mieux prendre en compte l'effet de la rugosité sur le comportement mécanique des joints au cours de l'essai de cisaillement et de ne pas se baser sur un seul profil du joint, les chercheurs ont démontré la dépendance entre la résistance au cisaillement des joints et la surface de contact réelle du joint dans les trois dimensions (Gentier *et al.*, 2000). Des paramètres 3D de la surface peuvent être définis pour relier cette résistance au cisaillement à la surface mobilisée au cours de l'essai et quantifier l'endommagement et l'usure des joints au cours de l'essai (e.g. Plesha, 1987 ; Homand *et al.*, 2001 ; Grasselli *et al.*, 2002 ; Belem *et al.*, 2009 ; Tatone et Grasselli, 2009 ; 2010).

Grasselli et Egger, 2003 ont proposé un critère de rupture à la base d'une cinquantaine d'essais sous contrainte normale constante (CNC). Ils ont vérifié dans leur travail la dépendance entre la direction

de cisaillement et la résistance au cisaillement : la surface des aspérités en contact durant l'essai sera celle qui est parallèle à la direction du cisaillement. Ils ont remarqué également que la rupture des aspérités ne se fait pas seulement en compression mais aussi en traction. Leur critère présente les avantages de pouvoir prendre en compte l'effet de la rugosité à travers la surface réelle de contact cisailée dans le plan (xyz) et non pas juste sur un profil, et l'effet de la résistance à la traction. Leur critère est donc formulé, après modification (Cottrell, 2009) comme suit (Eq. 1.56) :

$$\tau_p = \left[1 + e^{-\left(\frac{\theta_{max}^* \sigma_n}{(C+1)^{9A_0 \sigma_t}}\right)} \right] \sigma_n \tan \left[\varphi_b + \left(\frac{\theta_{max}^*}{C+1}\right)^B \right] \quad (1.56)$$

Avec : $\left(\frac{\theta_{max}^*}{C+1}\right)$ représentant la rugosité tridimensionnelle (l'angle des aspérités moyen) dans la direction de cisaillement, θ_{max}^* l'angle de pendage apparent maximal, C une constante adimensionnelle, σ_n et σ_t respectivement les résistances à la compression et à la traction, φ_b angle de frottement de base, B un paramètre de mise à l'échelle dépendant de la résolution des mesures et A_0 la surface de contact maximale possible.

1.4.2.2.5 Détermination des raideurs k_n et k_s

Dans les parties précédentes, les raideurs tangentielle et normale du joint sont mesurées séparément, à partir des essais mécaniques différents. De nombreux auteurs ont essayé de proposer des relations empiriques pour estimer plus facilement ces grandeurs mécaniques. Bandis, 1980 et Bandis *et al.*, 1983 ont déterminé empiriquement l'ouverture initiale a_j , la raideur normale initiale k_{ni} et la fermeture maximale V_m pour des joints colmatés comme suit (Eqs 1.57 à 1.59) :

$$a_j = \frac{JRC}{5} \left(0,2 \frac{\sigma_c}{JCS} - 0,1 \right) \quad (1.57)$$

$$k_{ni} = 0,02 \left(\frac{JCS}{a_j} \right) + 2JRC - 7,15 \quad (1.58)$$

$$V_m = A + B \cdot JRC + C \left(\frac{JCS}{a_j} \right)^D \quad (1.59)$$

A, B, C et D sont des constantes déterminées par des essais en laboratoire, σ_c la résistance à la compression simple de la roche. Les joints testés par Bandis, 1980 et Bandis *et al.*, 1983 ont les propriétés suivantes (Eqs. 1.60 à 1.63) :

$$5 \leq JRC \leq 15 \quad (1.60)$$

$$28MPa \leq JCS \leq 182 MPa \quad (1.61)$$

$$0,1mm \leq a_j \leq 0,6mm \quad (1.62)$$

$$\sigma_{ni} \leq 1kPa \quad (1.63)$$

Barton et Choubey, 1977 ont proposé une relation empirique qui quantifie la raideur tangentielle au pic (Eq. 1.64) :

$$k_s = \frac{100}{L} \sigma_n \tan \left[\varphi_{j,r} + JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (1.64)$$

Avec L la longueur réelle du joint (en m). Elle est introduite pour prendre en compte l'effet d'échelle qui, comme présenté dans la partie 1.4.2.2.3.2 de ce chapitre, a un effet considérable sur la résistance des joints et leur comportement mécanique.

A partir de ces deux propriétés mécaniques (raideurs tangentielle et normale), une question importante se pose sur l'anisotropie élastique des discontinuités, exprimée par le rapport $\frac{k_n}{k_s}$.

Les travaux classiques en mécanique des roches montrent que généralement, k_n est supérieur à k_s . Ces deux paramètres ont le même ordre de grandeur si le joint ne contient pas de matériau de remplissage (Yoshinaka et Yamabe, 1986). Dans ce cas, $\frac{k_n}{k_s} \cong 1$. En présence du remplissage, et si les propriétés mécaniques du matériau du remplissage sont plus faibles que celles de la roche (ce qui est généralement le cas), la raideur tangentielle du joint obtenue est plus faible que la raideur normale. Rachez, 1997 a donné un ordre de grandeur des caractéristiques des discontinuités rocheuses, notamment les raideurs normale et tangentielle (tableau 1.4). En se basant sur les bases de données existantes, Chalhoub, 2006 a défini l'intervalle de variation de ces grandeurs comme suit (Eq. 1.65) :

$$2 \leq \frac{k_n}{k_s} \leq 100 \quad (1.65)$$

Cet intervalle s'approche des résultats trouvés par Bandis *et al.*, 1983 (entre 1 et 130). Leur résultat montre que ce rapport augmente quand les contraintes appliquées sont plus importantes.

Tableau 1.4 : ordre de grandeur des propriétés mécaniques des discontinuités rocheuses, Rachez, 1997.

Roches sédimentaires	ϕ_r (°)	d (°)	K_n MPa/mm	K_s (MPa/mm)	
				σ_n (MPa)	K_s
Calcaire d'Ottawa (Hungr, 78)			11-46	0,5-2,2	3-17
Calcaire (Bandis et al., 1983)			7,9-30,6	0,2-1,8	1,7-6,9
Calcaire très légèrement altéré			3,8-12,9	0,3-1,5	0,7-1,9
Barrage de Aslantas (Turquie) (Muralha & Cunha, 1990)					
Grès et mudstone sans remplissage	26	11	$2K_s$?	0,5-2
remplissage de 1-3 mm d'argile	18	9	$<K_n<$		
remplissage de 10-20 mm d'argile	14	6	$4K_s$		
Grès de Nepean (Hungr & al, 78)	32	7	13-25	0,5-2,2	5-20
Roches métamorphiques	ϕ_r (°)	d (°)	K_n MPa/mm	K_s (MPa/mm)	
				σ_n (MPa)	K_s
Interface (Lo & al., 91) Gneiss / béton				0,35-1,4	1,8-4
Schiste (Muralha & Cunha, 90)	ϕ_{pic} (°)				
Schiste vert	26-47				1-12
aire comprise entre 20 et 40 cm ²					2-4
aire compr. entre 220 et 240 cm ²					
Schiste argileux	25-43				1-7
aire comprise entre 20 et 40 cm ²					2-3
aire compr. entre 180 et 220 cm ²					
Ardoise (Bandis et al., 1983)			24,1-46,5	0,5-2,3	5,6-12,6
Ardoise saine			11,6-13,8	0,4-1,5	0,6-1,3
Ardoise altérée					
Roches magmatiques	ϕ_r (°)	d (°)	K_n MPa/mm	K_s (MPa/mm)	
				σ_n (MPa)	K_s
Dolérite (Bandis et al., 1983)			21,7-26,7	0,3-2,1	1,8-5
Dolérite très légèrement altérée			8,1-13,4	0,3-1,1	0,9-2,2
Dolérite altérée					
Granite (Muralha & Cunha, 90)	ϕ_{pic} (°)	c (kPa)			
discontinuité horizontale	38-46	60-160			2-7
fractures verticales	23-42	20-150			

1.5 Modélisation physique en géotechnique

La modélisation physique consiste à reproduire expérimentalement à l'échelle réduite, des phénomènes allant de l'échelle du laboratoire à l'échelle des ouvrages. Cette méthode, utilisée depuis longtemps en géologie, géotechnique, et géomorphologie (Garnier, 2001 ; Green, 2014), surtout dans les années 80 avant le développement des outils numériques (Everling, 1963 ; Piede, 1986), permet d'obtenir des résultats quantitatifs, transposables à d'autres échelles, sous réserve de respecter les lois de similitudes. Cependant, la mise en place d'un essai expérimental est compliquée et prend du temps, et le respect des lois de similitudes n'est pas souvent garanti. Ceci a poussé les chercheurs à

privilégier les modélisations numériques qui se sont de plus en plus développées pour permettre de modéliser des configurations d'une grande complexité. Toutefois, les modèles numériques seuls ne sont pas suffisants pour étudier les problèmes d'ingénierie en géotechnique. Plusieurs hypothèses de simplifications sont souvent imposées, et la génération du maillage, un paramètre critique dans la résolution numérique et l'obtention des résultats pertinents, est compliquée du moment où le chercheur est confronté à des modèles ayant des structures et géométries complexe (Al Heib *et al.*, 2019). Les modèles numériques nécessitent une validation, qui est le plus souvent compliquée, voire impossible s'il s'agit d'un modèle représentant une échelle supérieure à celle du laboratoire. De ce fait, la modélisation physique, permettant de visualiser des phénomènes physiques pouvant être masqués par la modélisation numérique, s'est de nouveau développée en complément de la modélisation numérique (Nakai et Yamazaki, 1997 ; Randolph et House, 2001 ; Aydan *et al.* 2010 ; Shiao *et al.*, 2016). Elle s'est appuyée sur le développement des techniques d'instrumentations et de mesures qui donnent des résultats de grande précision et permettent de visualiser et suivre toute déformation et évolution de contraintes dans le modèle à tout instant. A titre d'exemple, Ghabrie *et al.*, 2015 (a-b) ont couplé les résultats des techniques de scanner laser 3D, de la corrélation d'images et photogrammétrie, et des transducteurs optiques pour avoir le plus de précision. Li *et al.*, 2015 ont utilisé un système de capteurs de déformation à grande précision : la fibre optique.

1.5.1 Lois de similitudes

Afin d'obtenir des résultats quantitatifs, il est indispensable de respecter des lois de similitudes. Il s'agit des facteurs d'échelle A^* appliqués à tout paramètre du problème, pour assurer le passage de l'échelle réduite du modèle A_m à l'échelle 1 du prototype A_p (Eq 1.66) :

$$A^* = \frac{A_m}{A_p} \quad (1.66)$$

L'une des premières études des lois de similitudes a débuté au 19^{ème} siècle avec le théorème de Vashy (Garnier, 2001). Plusieurs études ont suivi ce théorème pour définir les lois de similitudes appliquées en géotechnique (Mandel, 1962 ; Kerisel, 1972 ; Garnier, 2001 ; Berthoz, 2012). Le théorème de Vashy-Buckingham (Buckingham, 1914) consiste à trouver des relations adimensionnelles entre les différents paramètres du problème, en se basant sur la matrice dimensionnelle qui lie les paramètres à leurs unités fondamentales. Une deuxième méthode de recherche des relations adimensionnelles consiste à établir une équivalence entre les équations mécaniques du problème à l'échelle réduite et celle du prototype (échelle 1, in-situ).

1.5.1.1 Théorème de Buckingham : théorème Π

Enoncé du théorème :

Soit une fonction de mesures $f(\hat{x}_1, \dots, \hat{x}_n)$ dépendant de ($m \leq n$) unités fondamentales. On suppose que la matrice dimensionnelle P est de rang r . La condition nécessaire et suffisante pour que cette fonction ait une valeur indépendante du système d'unités fondamentales est qu'elle puisse s'exprimer sous forme d'une fonction des ($n-r$) variables sans dimensions Π_1, \dots, Π_{n-r} soit $f(x_1, \dots, x_n) = F(\Pi_1, \dots, \Pi_{n-r})$.

Les étapes de calcul ainsi qu'une application numérique sont présentées dans le chapitre 4.

1.5.1.2 Analyse dimensionnelle des équations de la mécanique

Les relations de similitude peuvent être obtenues à partir de l'équivalence entre les équations générales de la mécanique appliquées au cas réel et au modèle réduit (Eqs. 1.67 à 1.79). Les paramètres sont explicités dans le tableau 1.5.

Équation générale de la mécanique :

$$\sum_{j=1}^{j=3} \frac{\partial \sigma_{ij(m)}}{\partial x_{j(m)}} + \rho_{(m)} g_{i(m)} = \rho_{(m)} \frac{d^2 u_{i(m)}}{dt_{(m)}^2} \quad (1.67)$$

$$\sum_{j=1}^{j=3} \frac{\partial \sigma_{ij(p)}}{\partial x_{j(p)}} + \rho_{(p)} g_{i(p)} = \rho_{(p)} \frac{d^2 u_{i(p)}}{dt_{(p)}^2} \quad (1.68)$$

L'équivalence entre ces deux équations en intégrant dans le calcul le facteur d'échelle donne la relation suivante :

$$\sum_{j=1}^{j=3} \frac{\partial \sigma_{ij(m)}}{\partial x_{j(m)}} + \frac{\sigma^*}{\rho^* g^* L^*} \rho_{(m)} g_{i(m)} = \frac{T^*{}^2 \sigma^*}{\rho^* u^* L^*} \rho_{(m)} \frac{d^2 u_{i(m)}}{dt_{(m)}^2} \quad (1.69)$$

$$\frac{\sigma^*}{\rho^* g^* L^*} = 1 \quad (1.70)$$

$$\frac{T^*{}^2 \sigma^*}{\rho^* u^* L^*} = 1 \quad (1.71)$$

La même méthode de raisonnement est appliquée à d'autres équations de la mécanique.

Équation de conservation de la masse :

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho \operatorname{div} \left(\frac{du}{dt} \right) = 0 \quad (1.72)$$

$$u^* = L^* \text{ et } \varepsilon^* = \frac{u^*}{L^*} = 1 \quad (1.73)$$

Loi de Hooke (comportement élastique)

$$\varepsilon_{ij} = -\frac{\nu}{E} \operatorname{tr}(\sigma_{ij}) \delta_{ij} + \frac{\nu+1}{E} \sigma_{ij} \quad (1.74)$$

$$E^* = \sigma^* \quad (1.75)$$

$$\nu^* = 1 \quad (1.76)$$

Critère de plasticité Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \tan(\varphi) \quad (1.77)$$

$$\tau^* = c^* = \sigma^* \quad (1.78)$$

$$\varphi^* = 1 \quad (1.79)$$

1.5.2 Types de modélisation physique

Il existe deux types de modélisation physique : sous gravité terrestre et en centrifugeuse. Les modèles sous gravité terrestre sont caractérisés par un facteur d'échelle $g^*=1$. Ce type de modèles présente une flexibilité dans les géométries à modéliser : le chercheur n'est pas limité par la géométrie du dispositif (modèle à trappe, bac à sable, dispositif à table vibrante, etc.). Le point de faiblesse

essentiel de ce type de modèle est la difficulté à reproduire l'état de contraintes à cause des dimensions le plus souvent limitées de ces modèles par rapport à la réalité, et de l'application uni- ou bidimensionnelle des contraintes (Al heib, 2013 ; Green, 2014). Un deuxième point de faiblesse est l'impossibilité d'utiliser dans le modèle réduit le même matériau que dans le prototype sous peine de ne pas respecter les facteurs d'échelle, et par suite de ne pas pouvoir obtenir des résultats quantitatifs. Ce problème est plus ou moins résolu en centrifugeuse. En effet, le principe de la centrifugeuse consiste à mettre le modèle sous rotation, permettant donc d'obtenir un facteur de gravité $g^*=n$ avec n la vitesse de rotation. L'application des lois de similitude avec $g^*=n$ montre la possibilité, en fonction du problème étudié, d'utiliser le même matériau du prototype. Le tableau 1.5 met en évidence la différence entre modélisation sous gravité terrestre et en centrifugeuse pour un cas simplifié $\rho^* = 1$.

Tableau 1.5 : Les facteurs d'échelle en géotechnique appliqués en centrifugeuse et sous gravité terrestre pour $\rho^* = 1$.

Grandeurs	Centrifugeuse $g^*=n$	Gravité terrestre $g^*=1$
Longueur L^*	1/n	1/n
Gravité terrestre g^*	n	1
Masse volumique ρ^*	1	1
Temps T^*	1/n	$1/\sqrt{n}$
Contraintes σ^*	1	1/n
Contraintes tangentielles τ^*	1	1/n
Résistance à la compression R_c^*	1	1/n
Résistance au cisaillement τ_{pic}^*	1	1/n
Cohésion c^*	1	1/n
Coefficient de Poisson ν^*	1	1
Angle de frottement φ^*	1	1
Module de Young E^*	1	1/n
Déplacement u^*	1/n	1/n
Déformations ε^*	1	1
Raideur normale numérique k_n^*	n	1
Raideur de cisaillement numérique k_s^*	n	1

Comme montre le tableau 1.5, pour les modèles en centrifugeuse, les facteurs d'échelle à respecter sur les propriétés mécaniques du matériau (coefficient de Poisson, module de Young, angle de frottement, cohésion, résistance au cisaillement et à la compression, etc.) sont unitaires, ce qui signifie que le même matériau peut être utilisé à l'échelle réduite et dans le prototype. Par contre, ceci n'est pas le cas sous gravité terrestre où un matériau analogique différent du prototype doit être utilisé car les facteurs d'échelles ne sont pas tous unitaires. Cependant, il n'est pas possible de réaliser souvent des modèles en centrifugeuse. Tout d'abord, parce que c'est un dispositif expérimental coûteux et non accessible à tous les laboratoires de recherches en géotechnique. De plus, il présente des limites

de vitesse de rotation. La modélisation en centrifugeuse présente aussi des points de faiblesse liés aux effets d'échelle en rapport avec la granulométrie des massifs, aux problématiques liées à l'écoulement des fluides et le transfert thermique, etc. (Garnier *et al.*, 2007), et à la géométrie complexe des massifs rocheux.

1.5.3 Modélisation physique en mécanique des roches

Nous nous intéressons dans ce travail aux modélisations physiques de grande taille. La modélisation physique en centrifugeuse est largement utilisée en mécanique des sols et dans les études d'interaction sol-structure (Hewlett et Randolph, 1988 ; Garnier et Pecker, 1999 ; Chen *et al.*, 2008). Cependant, son application en mécanique des roches est très limitée. Contrairement aux sols granulaires, il est difficile de construire un modèle réduit en utilisant la roche réelle. En plus, la mise à l'échelle des propriétés des joints n'est pas évidente. L'utilisation de la roche réelle avec ses joints naturels dans une centrifugeuse aboutit à des raideurs normale et tangentielle à l'échelle du prototype, « n » fois plus importants que les valeurs souhaitées (tableau 1.5). Ceci est aussi le cas pour les propriétés géométriques tel que l'espacement des joints. Le massif à l'échelle 1 du prototype sera donc moins fracturé que le massif réel duquel la roche utilisée en modélisation est extraite. Stone et Taylor, 2002 ont réalisé un essai en centrifugeuse pour étudier la stabilité de pente d'un massif rocheux. Ils ont utilisé une craie largement fracturée (espacement de 5 cm). Ils ont obtenu une rupture suivant une direction préférentielle. Cependant, leur analyse est restée qualitative, pour les raisons sus-mentionnées, et à cause aussi du remplissage entre les joints, souvent granulaire, qui lui aussi va subir une mise à l'échelle des propriétés géométriques (granulométrie) et mécaniques. De ce fait, les modèles physiques en mécanique des roches sont en général sollicités sous gravité terrestre en utilisant des matériaux analogiques. Une grande partie des modèles physiques en mécanique des roches vise à étudier les excavations souterraines représentées par des mines ou par la construction des tunnels. En fonction du type des ouvrages à modéliser, plusieurs méthodes d'excavations sont appliquées en modélisation physique. Le choix de la méthode d'excavation est essentiel parce qu'il a une influence directe sur la redistribution des contraintes dans le massif. Cependant, il existe plusieurs conditions imposant parfois le choix de la méthode comme les dimensions du dispositif, les dimensions de l'excavation à effectuer, et le type de matériaux.

Les principales solutions proposées sont :

- L'utilisation de blocs qui sont enlevés du modèle. Cette technique est surtout utilisée pour modéliser les mines en chambres et piliers (Fuenkajorn et Phuenakphum, 2010 ; Ghabraie *et al.*, 2015a-b);
- L'utilisation de trappes ou de vérins verticaux. Cette technique est généralement appliquée lors de l'étude des affaissements en surface (Terzaghi, 1936 ; Vardoulakis *et al.*, 1981 ; Park *et al.*, 1999 ; Adachi *et al.*, 2003 ; Hor, 2012) ;
- L'utilisation de coussins gonflables pour modéliser le phénomène de dépression d'un tunnel au cours de son creusement (Atkinson *et al.*, 1975 ; Hagiwara *et al.*, 1999 ; Wu and Lee, 2003);
- L'utilisation d'outils mécaniques comme par exemple les tarières (Kim, 1996 ; Champan *et al.*, 2006), un tunnelier (Berthoz *et al.*, 2013).

Les mesures réalisées au cours de la modélisation dépendent de sa nature : si le dispositif expérimental est doté d'au moins une facette visible, il est possible d'utiliser les techniques de mesures visuelles comme par exemple la corrélation d'images (Ghabraie *et al.*, 2015a ; Sui *et al.*, 2015), le suivi des points de références (Lee et Bassett, 2007 ; Huayang *et al.*, 2010), ou la thermographie (He *et al.*, 2010). Si aucune facette n'est visible, les chercheurs ont recours à différents types de capteurs de déformation et de contraintes (Sun *et al.*, 2011 ; Lin *et al.*, 2015 ; Li *et al.*, 2015 ; Silva *et al.*, 2016). Les modèles existants peuvent être classés selon le type de sollicitations (2D ou 3D), les matériaux utilisés (géomatériaux ou non-géomatériaux) (Stimpson, 1970), ou selon l'approche utilisée (modèle continu ou discontinu). Cette dernière classification est adoptée dans la suite et constitue le point de départ qui oriente les choix retenus dans ce travail de recherche. Un tableau synthétique des différents modèles physiques est présenté en Annexe B. Il résume un nombre de modèles physique en mécanique des roches en représentant le type d'ouvrage étudié, le matériau utilisé, la méthode d'excavation, et les facteurs d'échelle appliqués.

1.5.3.1 Modèles continus

Le choix des propriétés mécaniques des matériaux analogiques utilisés comprend deux étapes : application des méthodes d'homogénéisation au massif initial fracturé (échelle du prototype) pour passer au modèle continu, et l'application des lois des similitudes aux propriétés équivalentes pour passer de l'échelle du prototype à l'échelle réduite. Des géomatériaux à base de sable sont en général utilisés dans ce type de modèles en raison de la proximité minéralogique entre les sols et les roches. Ces géomatériaux sont généralement mélangés avec des liants ou d'autres matériaux, à des pourcentages différents. La proportion de chaque élément est choisie après différents tests de caractérisation mécanique afin d'obtenir les propriétés respectant les lois de similitudes. A titre d'exemple, Parson et Reddish, 1993 ont utilisé pour modéliser l'excavation d'un tunnel un mélange de sable, plâtre et eau à proportions différentes et représentant les couches de charbon, d'argilite et de grès. Ying-ke Liu *et al.*, 2011 ont utilisé un mélange de plâtre / gravier / carbonate de calcium / suie pour modéliser le charbon, les siltites et le calcaire. Lin *et al.*, 2015 ont modélisé leur massif par un mélange de poudre de barytine, sable et eau (figure 1.36). D'autres types de matériaux peuvent être utilisés. Weishen *et al.*, 2011 ont modélisé des cavernes d'une station hydroélectrique avec un mélange de fer, barytine, quartz en poudre, solution d'alcool et résine (l'alcool s'évapore et le colophane joue le rôle d'un liant). Les différents mélanges adoptés dans un même modèle correspondent aux couches et stratifications présentes dans le modèle géologique. Cependant, ces modèles ne prennent pas en compte l'effet des discontinuités explicitement, et ne permettent donc pas d'étudier les effets des fractures préexistantes sur la stabilité du massif rocheux et des ouvrages exploités en présences de ces structures géologiques.



Figure 1.36 : Modélisation physique d'une excavation d'un tunnel par approche continue (tirée de Lin *et al.*, 2015).

1.5.3.2 Modèles discontinus

Comme présenté dans la partie 1.2, il est essentiel dans certains cas de représenter explicitement les fractures. Les modèles physiques explicitement discontinus sont construits généralement par assemblage de blocs (figure 1.37b). Les fractures sont donc l'interface entre les blocs (Aydan *et al.*, 1989 ; Fuenkarjorn et Phunakphum, 2010). Or ces discontinuités ne représentent pas la réalité : tout d'abord, les familles de discontinuités dans un massif rocheux ne sont généralement pas limitées à deux familles orthogonales. De plus, ces interfaces ne sont pas caractérisées mécaniquement et donc les facteurs d'échelles sur les paramètres des joints ne sont pas respectés. De ce fait, les résultats obtenus avec ce type de modèles restent qualitatifs. Un deuxième type de discontinuités est généralement représenté en modélisation physique : les plans de stratification (figure 1.37a). L'interface entre les différentes couches constituent les plans de stratification. Pour insister sur cet aspect et former un plan de faiblesse au niveau de la transition entre les matériaux, certains chercheurs complètent les stratifications par une couche de sciures ou de mica (Ying-ke *et al.*, 2011 ; Sui *et al.*, 2015 ; Ghabraie *et al.*, 2015a-b). Cette représentation reste très simplifiée et ne prend pas en compte toutes les discontinuités ayant une influence sur la stabilité des structures exploités dans un environnement rocheux.

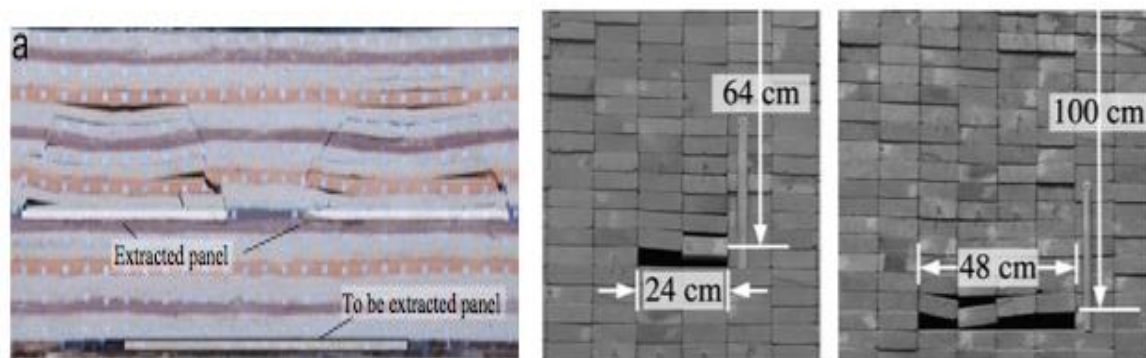


Figure 1.37 : (a) Modélisation d'une mine souterraine en représentant les plans de stratification (tirée de Ghabraie *et al.*, 2015a) et (b) modélisation discontinue des excavations par assemblage des blocs (tirée de Fuenkarjorn et Phunakphum, 2010).

1.5.4 L'impression 3D en mécanique des roches

Suite à cette revue bibliographique sur les modèles physiques développés en mécanique des roches, il était nécessaire de trouver une nouvelle technique qui permet de représenter explicitement les discontinuités rocheuses, et de les caractériser mécaniquement de sorte que les facteurs d'échelle soient respectés. L'idée est donc d'utiliser la fabrication additive, une technologie largement développée dans le domaine des matériaux et qui permet de reproduire des géométries très complexes, comme par exemple celle des prothèses et des implants médicaux sur-mesure. Dans cette partie, nous présenterons les applications de cette technologie en mécanique des roches et ses avancées.

La fabrication additive, connue sous le nom d'impression 3D (3DP), est une technologie permettant de fabriquer des objets 3D à partir d'un modèle géométrique numérique CAO (conception assistée

par ordinateur). Cette technologie apparue il y a une trentaine d'année, est largement utilisée. Ses revenus globaux en 2012 étaient de 2,204 milliards \$ (Wohlers TT, 2013). Ce revenu est en croissance continue (Wohlers, 2019). La fabrication additive trouve sa place dans les marchés de différents domaines (construction des modèles de validation aux industries, construction de maquettes d'architecture, construction des pièces de rechange pour quelques machines (comme les électroménagers), dans le domaine médical et dentaire, automobile, etc. (Berman, 2012). Cette croissance est due à la facilité et rapidité de la technologie, ainsi qu'à la variété des processus de fabrications adaptés aux différents types de matériaux. On peut noter à titre d'exemple la fabrication additive des polymères, des métaux, papiers et composites, plâtre, et les matériaux pâteux. Le principe de la 3DP des polymères, utilisée dans le cadre de ce travail sera présenté dans la chapitre suivant. Dans le domaine géotechnique, l'utilisation de la fabrication additive reste limitée. Les applications de la 3DP peuvent être classées en deux grandes familles : une modélisation des structures par 3DP pour étudier leur comportement ainsi que l'interaction sol-structure (Feng *et al.*, 2015 ; Ritter *et al.*, 2018 ; Stathas *et al.*, 2018), et une modélisation des éprouvettes construites par 3DP pour les caractériser mécaniquement et comparer leur comportement à celui des géomatériaux (modélisation physique petite échelle) (Cui *et al.*, 2019, Ishibashi *et al.* 2019).

Jiang et Zhao, 2015 étaient parmi les premiers à tester l'applicabilité de la 3DP en mécanique des roches. Ils ont étudié le comportement des éprouvettes en PLA (acide polylactique) par la technique FDM (la technique de base en 3DP). Plusieurs géométries sont testées : des éprouvettes continues, éprouvettes ayant une configuration en treillis (nœuds + barres) et des éprouvettes avec une microstructure et des vides (figure 1.38a). Le but était de comparer le comportement obtenu à celui des roches et d'étudier l'effet des microstructures sur le comportement global du PLA. Or cette technique de 3DP et le matériau utilisé ne sont pas les plus adaptés pour simuler une matrice rocheuse. Le comportement mécanique du PLA sous compression uniaxiale est ductile, et c'est un matériau très déformable, ne manifestant pas une propagation de fissure à la rupture (figure 1.38b).

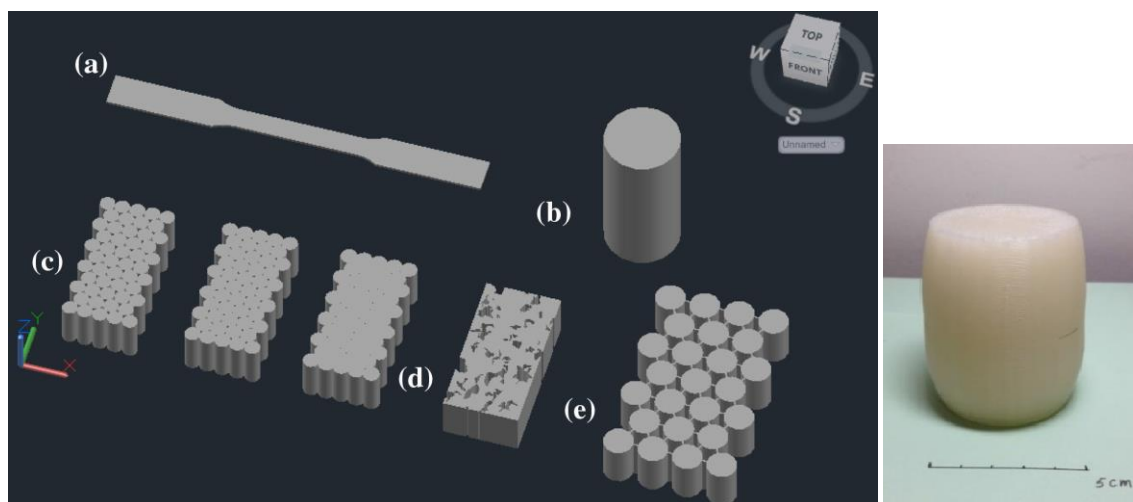


Figure 1.38 : Différentes géométries construites par la technique FDM de 3DP et testées par Jiang et Zhao, 2015 pour les caractériser mécaniquement.

Ce travail a été suivi par des études préliminaires pour trouver le matériau analogique « idéal » des roches (Jiang *et al.*, 2016c ; Zhou et Zhu, 2018). Afin d'optimiser les résultats et de s'approcher du

comportement des roches, Fereshtenejad et Song, 2016 se sont intéressés à étudier les effets des paramètres de l'impression sur les paramètres mécaniques des éprouvettes de compression. L'imprimante utilisée est à base de poudre (ZPrinter 450) et le matériau utilisé est le ZP 150 en poudre avec le Zb 63 comme liant. Cette étude met en évidence la dépendance entre les propriétés mécaniques des pièces et les paramètres d'impression.

Les études citées au-dessus sont des études générales de caractérisation. D'autres études plus spécifiques ont été réalisées et sont décrites ci-après. On peut les classer en fonction du type d'application de la 3DP : étude de la porosité et perméabilité, étude de propagation de fissures et études de distribution de contraintes à l'intérieur d'un massif hétérogène

1.5.4.1 Etude de la porosité et perméabilité

La technique principalement utilisée dans ce type d'études est la 3DP à base de sable. L'avantage principal de cette technique est l'utilisation d'un géomatériau respectant des lois de comportement ressemblant à celles des roches. Dans le processus de fabrication, le sable est mélangé à des liants, et la cohésion entre les différentes couches est assurée par une réaction chimique lors du dépôt des couches. Osinga *et al.* 2015 ont testé, en compression simple, des éprouvettes continues et d'autres contenant une seule fracture traversante. Ces essais ont permis de mettre en évidence l'intérêt de cette technique surtout que le matériau de base utilisé est un géomatériau. Dans la même perspective, et étant donné l'influence des paramètres de fabrication sur les propriétés mécaniques, Primkulov *et al.*, 2017 ont étudié l'influence de la température sur les liants ajoutés au sable. Gomez *et al.*, 2017/2019 (figure 1.39) ont caractérisé la porosité et la perméabilité des éprouvettes de compression construite par 3DP à base de sable. Ils ont constaté que cette technique permet de reproduire une porosité semblable à des porosités des roches. Cependant, et pour une application aux études des réservoirs, les éprouvettes fabriquées par 3DP sont plus compressibles et perméables que des roches typiques de réservoirs. Des optimisations de la technique de fabrication sont donc nécessaires pour aboutir à des propriétés similaires à celles des roches et des réservoirs.

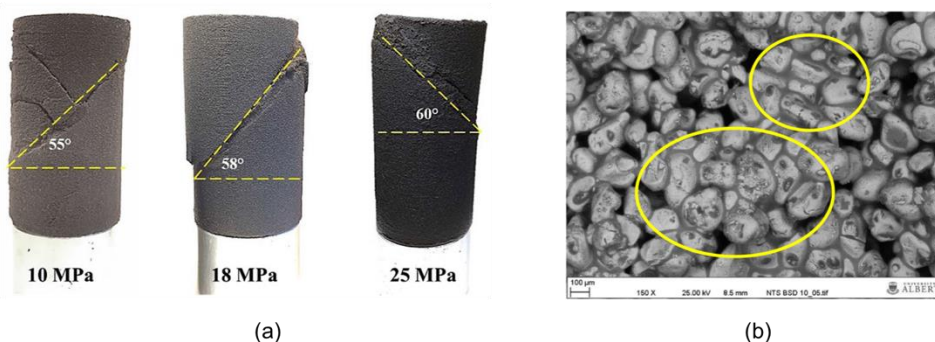


Figure 1.39 : (a) Éprouvettes de compression construite par 3DP à base de sable, et une image MEB correspondantes afin de caractériser la porosité des éprouvettes (tirée de Gomez *et al.*, 2019).

D'autres techniques ont été testées pour valider la possibilité d'utiliser la 3DP pour modéliser concrètement la porosité des roches. Head and Vanorio, 2016 ont utilisé la résine dans la construction de leur modèle hétérogène à partir duquel ils ont calculé la perméabilité. Ishutov *et al.*, 2015 ont imprimé des réseaux de porosité connectés à l'aide d'une imprimante à filament FDM (matériaux : ABS et PLA) (figure 1.40). Or cette technique, avec ses paramètres de base, est l'une des moins précises

en 3DP et ne permet pas d'obtenir de bonnes résolutions lorsque la géométrie devient complexe. Suzuki *et al.*, 2016 ; 2017 ont généré un réseau de fractures dans une éprouvette construite par 3DP (VisiJet® EX200 Plastic Material for 3-D Modeling, 3D Systems), et ont injecté de l'eau pour étudier le comportement hydraulique de l'éprouvette. Ils constatent que même si la géométrie du réseau de fractures est globalement respectée, le résultat expérimental est loin des simulations numériques et donc des questions demeurent quant à la capacité du matériau utilisé à simuler les roches. Liu *et al.*, 2016 ont trouvé des tendances similaires (écart entre les propriétés expérimentales et théorique) en utilisant des matériaux transparents (vero clear) pour la matrice et opaques (RGD blanc) pour les hétérogénéités des réservoirs.



Figure 1.40 : Réseaux de fractures obtenues à partir de l'impression 3D par la technique FDM (tirée de Ishutov *et al.*, 2014).

1.5.4.2 Propagation de fissures

Plusieurs chercheurs ont étudié la propagation de fissures. Jiang *et al.*, 2016a et Sharafisafa *et al.*, 2018 ont utilisé le même matériau (VisiJet PXL Core hemihydrate $\text{CaSO}_4 \cdot 0.5\text{H}_2\text{O}$, un matériau à base de gypse) et la même technique de 3DP pour étudier la capacité de ce matériau à initier une propagation de fissures, à partir d'un défaut préexistant dans la matrice. La conclusion commune à ces deux travaux est la possibilité d'initier une propagation de fissure et de reproduire un comportement fragile sous compression uniaxiale, contrairement aux éprouvettes construites à partir de polymères. Un deuxième matériau, plastique, est utilisé dans l'étude de propagation de fissures : la résine transparente. Ce matériau est surtout utilisé pour visualiser le mode de propagation à l'intérieur de l'éprouvette construite par 3DP (figure 1.41) (Zhu *et al.*, 2018 ; Zhou *et al.*, 2019).

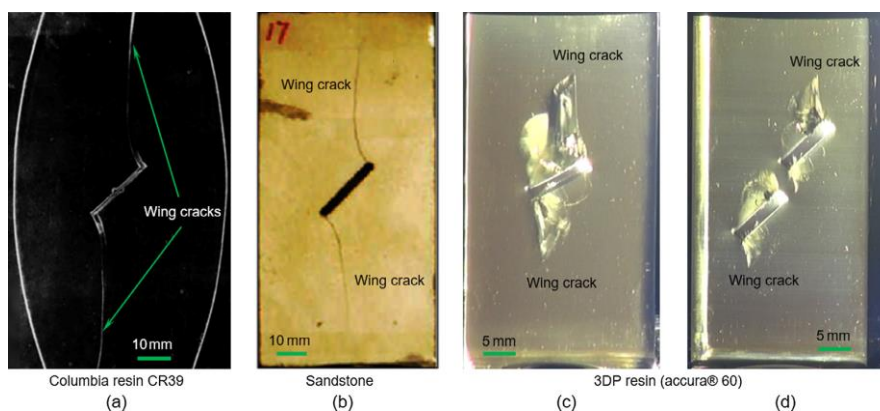


Figure 1.41 : Comparaison entre la propagation des fissures dans une résine, dans un grès, et dans des éprouvettes en résines construites par 3DP (tirée de Zhou *et al.*, 2019).

1.5.4.3 Distribution des contraintes

Une 3^{ème} application de la 3DP en mécanique des roches est la visualisation de la distribution des contraintes dans le massif rocheux en fonction du réseau de fracture. Les matériaux utilisés sont des polymères photoélastiques. Ju *et al.* 2014 ; 2017 ; Wang *et al.*, 2017 ont étudié la distribution des contraintes dans des éprouvettes en 3DP simulant des formations rocheuses, en présence des hétérogénéités (figure 1.42). Ils ont utilisé l'imprimante Object Connex 500 pour fabriquer des éprouvettes cubiques en photopolymères « Vero Clear » pour la matrice et des matériaux opaques, comme par exemple le « Vero Xhite plus » et « Fullcure 705 » pour les fractures. Le choix des matériaux est piloté par la possibilité de visualiser la distribution de contraintes par des techniques de photoélasticité. Cependant, ces essais restent préliminaires et manquent d'étude détaillée de la caractérisation du matériau intact et sa comparaison à des roches réelles.

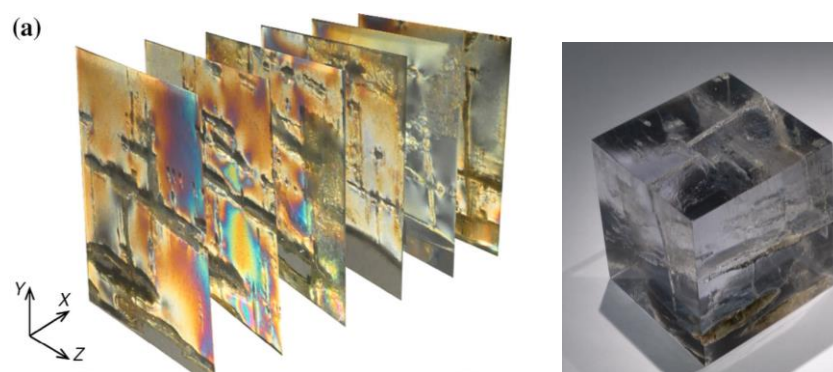


Figure 1.42 : (a) Visualisation de la distribution des contraintes dans des tranches des éprouvettes en matériau photoélastique, constituées par 3DP. Un exemple d'une éprouvette hétérogène (50 x 50 x 50 mm) est montré à droite de la figure (tirée de Ju et al., 2014).

Suite à cette vue panoramique des applications de la 3DP en mécanique des roches, il est remarquable que les travaux existants cherchent à s'approcher du comportement réel des roches à l'échelle 1, en reproduisant des éprouvettes et des essais de laboratoire. Les travaux ne visent pas des matériaux analogiques dans le but de les appliquer à des modélisations physiques des ouvrages géotechniques. Song *et al.*, 2018 ont essayé de construire un modèle réduit d'un tunnel à partir de la fabrication additive. Leur massif est construit avec une imprimante à base de gypse, et contient un tunnel préexcavé. Un revêtement est imprimé avec la technique FDM. Des études sont réalisées avec et sans revêtements sur un modèle de dimension totale de 20 cm * 20 cm (figure 1.43a). Les résultats obtenus sont comparés à des modélisations numériques et physiques. Les résultats sont prometteurs, avec une conscience de quelques limitations des technologies de fabrication additive comme par exemple le respect des lois de similitudes non évoquées dans l'article, et la limite des dimensions des modèles imprimés. Un autre aspect non traité dans ce qui a été présenté est la question des propriétés mécaniques des joints rocheux ; l'intérêt est focalisé plutôt sur le comportement global du massif. Jiang *et al.*, 2016b eux ont étudié la capacité de la fabrication additive à reproduire la rugosité des joints rocheux (figure 1.43b-c). Pour cela, ils ont généré un modèle CAO à partir d'un nuage de points récupéré par un scan 3D des joints rocheux. Le modèle construit par 3DP est un moule utilisé pour construire des éprouvettes de cisaillement en béton ou ciment. La fabrication additive est dans ce cas utilisée pour reproduire la géométrie et non pas pour caractériser un matériau analogique. Ishibashi

et al., 2020 ont utilisé eux aussi la 3DP pour étudier le comportement des joints rocheux en impression 3D, en générant des surfaces à partir de la dimension fractale afin d'étudier le comportement hydromécanique des joints.

Dans ce travail de thèse, nous présentons une étude de faisabilité qui regroupera ces deux points : nous cherchons à caractériser mécaniquement et géométriquement des joints rocheux construits entièrement par fabrication additive, et ayant des propriétés réduites, afin d'être intégrés dans la suite dans le modèle physique d'un massif rocheux discontinu.

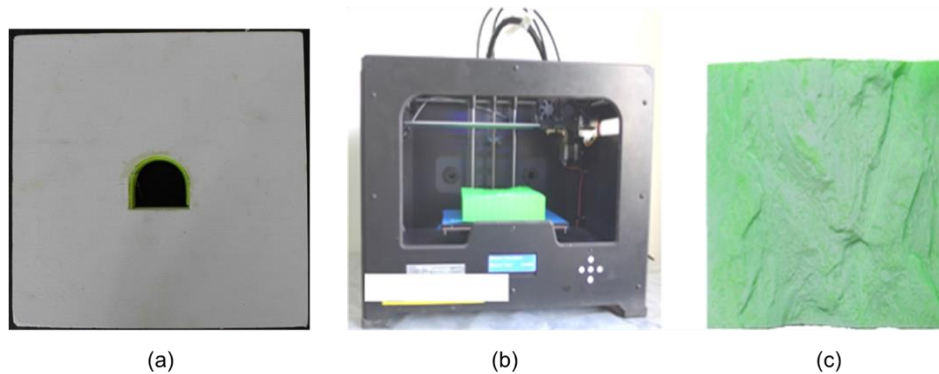


Figure 1.43 : (a) Modèle réduit construit par 3DP d'un tunnel. Le massif est imprimé par un matériau à base de gypse, et le revêtement est en PLA (tirée de Song et al., 2018). (b) une surface d'un joint rocheux en cours d'impression 3DP et (c) le résultat final de l'impression (tirées de Jiang. et al., 2016b).

1.6 Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons présenté une vue globale de la mécanique des roches en exposant les caractéristiques de la roche intacte, des joints et du massif rocheux (roche intacte + joints). Les travaux sont présentés de l'échelle locale (joints, éprouvette de roche intacte) et à l'échelle globale de l'ouvrage.

Vu que le dimensionnement des ouvrages exploités dans des milieux rocheux nécessite une compréhension du comportement mécanique du massif rocheux, contrôlé à la fois par les propriétés de la roche intacte, ainsi que par la présence des discontinuités à toute échelle, une question intéressante se pose : comment peut-on et doit on représenter les discontinuités dans les modèles réduits ? Deux approches existent, en fonction de la densité et de la dimension des fractures par rapport à l'ouvrage, et du niveau de contraintes. La première consiste à appliquer des méthodes d'homogénéisation et à remplacer le massif discontinu par un massif continu à propriétés mécaniques équivalentes, prenant ainsi en compte implicitement l'effet des joints rocheux. La deuxième approche consiste à reproduire explicitement les discontinuités rocheuses. Nous nous intéresserons dans ce travail à la deuxième approche, avec un objectif à long terme de construire un modèle physique réduit sollicité sous gravité terrestre d'un ouvrage souterrain creusé dans un massif explicitement discontinu. De ce fait, et pour une compréhension approfondie du rôle des joints, nous avons présenté d'abord les travaux de caractérisation de la roche et des joints les plus classiques. L'accent était surtout mis sur la caractérisation mécanique et géométrique des joints. Les comportements en cisaillement et en compression sont explicités, et les méthodes de description et de quantification de

la géométrie, sont représentées. Cette caractérisation est essentielle pour la modélisation d'un ouvrage ou un massif.

Une deuxième question se pose à ce stade : quelles techniques et quels matériaux analogiques faut-il utiliser pour à la fois reproduire un massif discontinu et respecter les facteurs d'échelles appliqués aux propriétés de la matrice et des joints ?

Le schéma de la figure 1.44 représente une synthèse des différents types de modèles existants en modélisation physique appliqués en mécanique des roches sous gravité terrestre, avec les avantages et inconvénients de chaque technique.

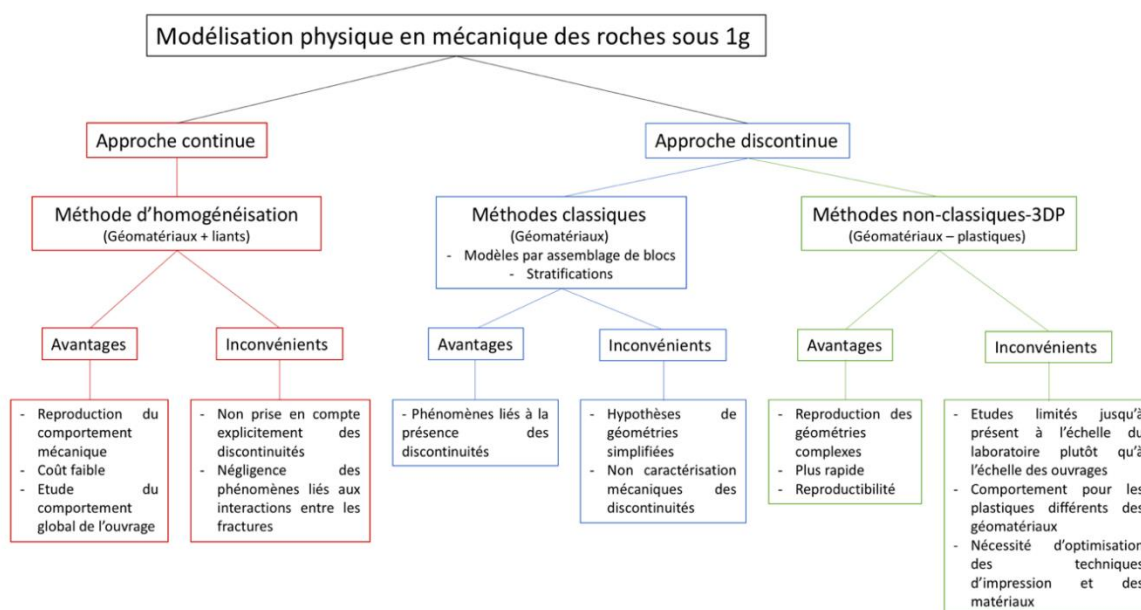


Figure 1.44 : Synthèse des types de modélisation physique en mécanique des roches, sous gravité terrestre

Suite à cette synthèse et au travail bibliographique réalisé, qui a constitué la base de notre travail et qui a orienté nos choix, il a été décidé d'utiliser l'impression 3D pour construire une géométrie ressemblant à celle d'un massif rocheux. Cependant, ce qui caractérise notre travail par rapport aux travaux existants, c'est que nous nous intéressons aux propriétés mécaniques des joints et des massifs, à une échelle réduite. Pour cela, nous cherchons d'abord à caractériser mécaniquement et géométriquement des joints artificiels construits par fabrication additive en utilisant le PA12. Le choix de la technique et du matériau est expliqué dans le chapitre suivant. Nous reproduisons des géométries idéalisées et des géométries réalistes, et nous proposons un critère de rupture en fonction des propriétés de ces joints. Ensuite nous réalisons une première maquette réduite d'un massif discontinu afin de comprendre le comportement du massif et d'étudier l'interaction entre les discontinuités rocheuses.

Chapitre 2

Caractérisation géométrique et mécanique des joints rocheux imprimés par fabrication additive

Partie A : Étude Expérimentale

2.1 Introduction générale et démarches de l'étude

Ce travail de recherche est une étude de faisabilité d'un modèle physique à partir d'une technologie émergente dans le domaine des sciences des matériaux : la fabrication additive. Nous avons présenté dans le chapitre précédent les applications de cette technologie en mécanique des roches. Ces applications étaient principalement orientées vers l'étude du comportement des matériaux. Notre travail se focalise sur la caractérisation des joints rocheux et la modélisation physique.

Dans une première partie de ce chapitre, le choix du matériau utilisé (le polyamide 12) ainsi que la technique d'impression 3D sont présentés et discutés. En particulier, les limites géométriques de la technique sont étudiées, en termes de retrait thermique et de précision, pour vérifier sa capacité à reproduire des géométries représentatives de discontinuités naturelles. Des essais mécaniques classiques sont ensuite réalisés pour caractériser le matériau et s'assurer qu'il est conforme aux propriétés mécaniques décrites dans les fiches techniques du polyamide 12. Dans une seconde partie, des éprouvettes intégrant des discontinuités de différentes géométries sont imprimées. Les géométries utilisées sont divisées en deux familles : des discontinuités planaires et en dents de scies associées à différentes densités de « ponts rocheux », et des discontinuités dont la géométrie de la surface est contrôlée par un processus fractal représentant des rugosités naturelles. Ces éprouvettes sont testées mécaniquement via des essais de cisaillement sous contrainte normale constante afin de caractériser leur comportement mécanique (raideur et résistance). Les résultats obtenus sont comparés au comportement typique des joints rocheux afin de valider la capacité de cette approche à fabriquer un modèle réduit représentatif d'un massif rocheux. Finalement, des modélisations

numériques sous le logiciel UDEC sont réalisées pour les différents types de joints, afin de vérifier la capacité de la modélisation numérique à reproduire fidèlement le comportement réel des joints, et de trouver la méthode la plus adaptée pour représenter les configurations variées des joints artificiels. Cette dernière partie est une étape pour calibrer les paramètres des modélisations numériques réalisées à l'échelle des ouvrages, en vue d'être comparées à la modélisation physique.

2.2 3DP : Technique et matériau utilisés

2.2.1 Matériaux : le PA12

La modélisation physique sous gravité terrestre nécessite l'utilisation d'un matériau analogue à propriétés réduites. L'usage de la fabrication additive pour la réalisation de modèles réduits en mécanique des roches est très peu développé (cf. 1.5.4) alors que les technologies associées permettent de reproduire des géométries complexes dans une grande gamme de matériaux. Dans notre travail, nous nous servons de la fabrication additive pour construire explicitement des joints, et nous utilisons un polymère comme matériau analogue : le polyamide PA12.

Le choix des polymères a été orienté au début de cette recherche par la consultation des tables d'Ashby. Ashby *et al.*, 2007 ont classifié les matériaux en familles distribuées sur des tables en fonction de leurs propriétés mécaniques (ex. figure 2.1). Ceci permet de choisir les matériaux qui sont en accord avec les critères imposés par l'utilisateur. Chaque famille de matériau s'étend dans des bulles sur une zone du graphique correspondant à l'intersection des propriétés présentées sur les axes du graphe. Ashby s'est intéressé dans ses classements à plusieurs critères. Nous citons entre-autre la densité, module de Young, limite d'élasticité, ténacité (pour étudier la propagation des fissures), la fatigue, la résistance à la traction, l'indice d'usure, etc. Nous nous sommes basés dans notre choix des polymères sur le graphique en bulles représentant la densité en fonction du module de Young des matériaux (figure 2.1) : connaissant l'ordre de grandeur des paramètres mécaniques des roches dans la nature, nous fixons un intervalle pour le facteur d'échelle et nous calculons les intervalles correspondant au matériau analogue idéal suivant la relation $A^* = A_m / A_p$. Pour rappel, A^* le facteur d'échelle, A_m la paramètre à l'échelle du modèle et A_p le paramètre à l'échelle du prototype. Les intervalles des facteurs d'échelle sont choisis larges tout en respectant l'ordre de grandeur utilisé classiquement en modélisation physique. Nous choisissons un facteur d'échelle sur les dimensions métriques $1/10 \leq L^* \leq 1/100$ et un facteur d'échelle sur les masses volumiques $1/4 \leq \rho^* \leq 1$. Ceci conduit à un facteur d'échelle pour le module de Young $1/10 \leq E^* \leq 1/400$. La masse volumique des roches est généralement comprise entre 2000 et 3300 kg/m³ (valeurs utilisées dans le chapitre 4). Ces valeurs correspondent à l'échelle réduite à des matériaux ayant une masse volumique comprise entre 400 et 3300 kg/m³ pour des facteurs d'échelle $1/4 \leq \rho^* \leq 1$. Le module de Young des roches est compris entre 1 et 110 GPa. Le matériau qui pourrait les simuler à échelle réduite pour un intervalle $1/10 \leq E^* \leq 1/400$ doit avoir un module compris entre $2,5 \cdot 10^{-3}$ GPa et 11 GPa. Le graphique montre que les polymères permettent de respecter les deux conditions imposées. De ce fait, des collaborations ont été montées avec un laboratoire spécialisé dans la recherche sur les matériaux, l'Institut Jean Lamour (IJL) (institut de recherche), l'entreprise Cini (spécialiste de la fabrication additive) et le CIRTES (société de recherche et développement de la fabrication additive et l'usage

avancé), trois pôles lorrains possédant une grande expertise en fabrication additive, pour trouver la technique de fabrication additive et le polymère les plus adaptés à nos besoins.

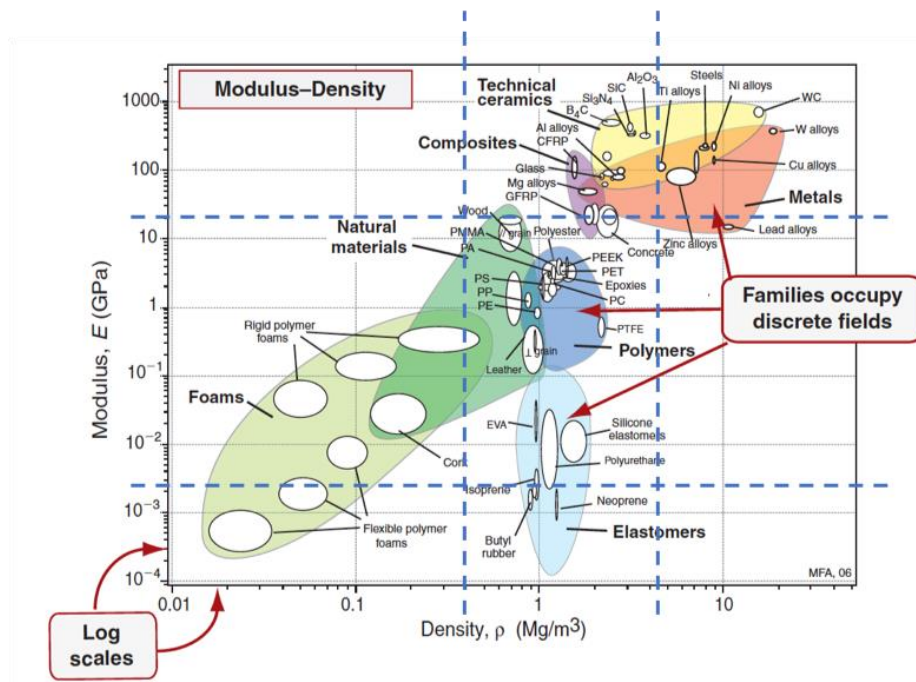


Figure 2.1 : Graphique en bulles du module de Young et de la densité (Ashby et al., 2007). Les lignes discontinues représentent les limites des propriétés du matériau analogique respectant les facteurs d'échelle utilisés en mécanique des roches.

Le polyamide choisi est le polyamide 12 (PA12). Le PA12 présente l'avantage d'être un polymère classiquement utilisé en fabrication additive des polymères. Ses propriétés mécaniques sont bien définies (tableau 2.1), et il bénéficie d'un nombre important d'études dans le domaine des sciences des matériaux pour le caractériser sous différentes conditions de fabrication additive, sans et avec ajout de composites. Le tableau 2.1 présente des ordres de grandeur de ces propriétés, sachant que des variations peuvent avoir lieu en fonction des méthodes de fabrication. Les deux techniques de fabrication additive sélectionnées sont le procédé par Selective Laser Sintering (IJL + Cini) et le procédé par stratoconception® (CIRTES). Les deux technologies diffèrent du point de vue des matériaux adaptés et utilisés dans chaque technique, des volumes réalisables, des coûts et de la précision. En particulier, le premier procédé présente l'avantage de reproduire des géométries très détaillées, mais l'inconvénient d'être plus coûteux et d'être limité à des volumes de quelques dm³ contrairement au second qui permet la réalisation de volumes de plusieurs m³ (tableau 2.2).

Tableau 2.1 : Quelques propriétés typiques du PA12 (Hofland et al., 2017 et <https://www.materialise.com/en/manufacturing/materials/pa-12-sls>). A noter que d'autres gammes peuvent exister en fonction de l'état de la poudre utilisée en SLS et les propriétés d'impression.

Résistance à la traction R_t (MPa)	Module Elastique (MPa)	Elongation à la rupture %	Masse volumique (kg/m ³)	Module de flexion (MPa)	Résistance à la flexion (MPa)
45±5	712-1960	20 ± 5	950±30	1500	41

2.2.2 Frittage laser SLS

La première technologie présentée est le frittage laser sélectif (SLS: Selective Laser Sintering) de matériaux polymères. La géométrie de l'objet à modéliser est dessinée dans un fichier CAO et décomposée en sections bidimensionnelles d'environ 100 μm d'épaisseur. L'imprimante est constituée d'une enceinte fermée chauffée à une température légèrement inférieure à la température de fusion du polymère. Une première couche de poudre est étalée par un rouleau automatisé et un laser est utilisé pour transformer cette poudre en un objet solide par "frittage sélectif" sans pression extérieure selon le tracé 2D défini par le modèle CAO. La poudre utilisée contient au moins un polymère. Le lit de poudre est préchauffé et le laser ne fournit localement que l'énergie thermique nécessaire pour amener le polymère à une température entraînant sa fusion. La température de fusion du PA12 est de l'ordre de 172°C-185°C (Aharoni, 1997). La poudre non fondue par l'action du laser assure naturellement le support des couches suivantes. Puis la plateforme de travail mobile descend de l'épaisseur d'une couche, une nouvelle couche de poudre est étalée et le cycle recommence pour construire la pièce de bas en haut (Deckard, 1988 ; Kenzari *et al.*, 2014) (figure 2.2). Cette technique SLS, permettant de contrôler les zones de fusion des poudres, est susceptible de permettre la fabrication réaliste d'objets possédant les caractéristiques géométriques des milieux rocheux constitués de blocs séparés par des discontinuités. En fonction de la géométrie des joints et de l'ouverture, et si cette dernière n'est pas suffisamment épaisse, la poudre non fondue pourrait rester coincée entre les deux épontes du joint. Cette technologie a une précision de 1/10^e mm, et permet de fabriquer un volume maximal de 300 x 300 x 300 mm³. A noter qu'une fabrication dans le cadre de ce travail de recherche est facturée 100 euros/cm de hauteur.

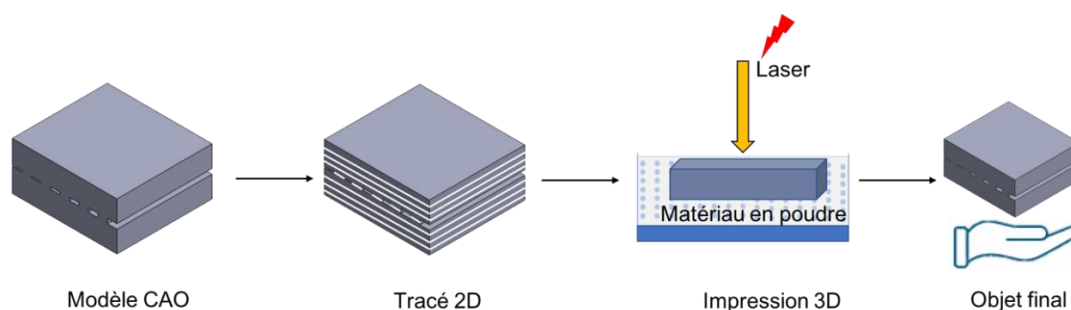


Figure 2.2: Processus de la fabrication additive par frittage laser SLS.

2.2.3 Stratoconception

La seconde technologie est un procédé de fabrication par couches de type solide/solide qui consiste à décomposer le modèle CAO de la pièce en un ensemble de couches élémentaires simples, appelées "strates", dans lesquelles sont introduits des renforts, des inserts ou bien encore dans lesquelles sont créées des formes internes complexes. Les couches élémentaires sont ensuite mises en panoplie et fabriquées dans un matériau en plaque par découpe laser, jet d'eau ou encore micro-fraisage rapide. Les strates sont alors assemblées pour reconstituer l'objet final (figure 2.3). Contrairement à la SLS, le matériau utilisé est sous forme de plaques. Il n'y a donc pas de trace de poudre non fondue dans les éprouvettes. Cet assemblage est pris en compte dès la décomposition de l'objet ; il participe à la tenue

mécanique des pièces. Le procédé est très rapide. Il est particulièrement adapté pour les maquettes, les prototypes mais également pour les outillages, voire les pièces de série. Il est sans limitation de matériaux (bois, polymères, métaux) et sans limitation de taille (des pièces de quelques millimètres à plusieurs mètres). Par contre, le processus de fabrication dépend fortement du matériau utilisé, et en fonction de la géométrie, un matériau peut être plus difficile à manipuler que d'autres. Cet aspect est mis en évidence dans la section 2.7.5 – partie A dans laquelle nous démontrons que le matériau LAB haute densité (un type de plastique, formé à partir de l'époxy ou le polyuréthane) est plus adapté à cette technologie que le PA12 pour réaliser des échantillons représentatifs de joints rocheux, à cause de la déformation des éprouvettes de PA12 et d'une concentration de contraintes pendant le processus de fabrication.

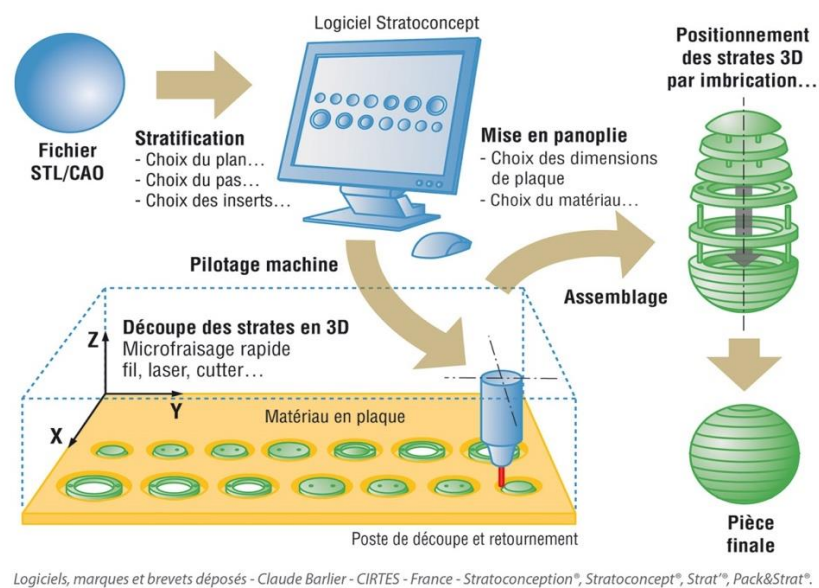


Figure 2.3 : Principe de la stratoconception tiré du site web de CIRTES <https://cirtes.com/stratoconception/>

2.2.4 Choix finaux

Étant donné que ce travail de thèse est une première étape de la construction d'un modèle physique discontinu d'un massif rocheux et constitue donc une investigation de la technique de fabrication additive appliquée en géotechnique, la recherche s'est concentrée sur la caractérisation des joints représentant des détails géométriques de l'ordre du $1/10^e$ mm.

La technique principalement utilisée dans ce travail est la SLS en raison de l'échelle du travail : les joints rocheux présentent des géométries complexes représentées par des rugosités et des épaisseurs d'ouvertures très faibles (inférieures au mm), et peuvent contenir des connexions des épontes assimilables à des ponts rocheux (cf. 2.3.2). La précision de la technologie est de ce fait un critère de choix fondamental.

La technique de fabrication par stratoconception fait l'objet d'une étude comparative pour un nombre limité d'éprouvettes. Cette étude permet de valider le choix des technologies et de tester les différences existantes entre la SLS et la stratoconception en termes de précision, facilité de fabrication

et de l'effet de la présence de poudre non fondue dans le joint construit par SLS sur les caractéristiques mécaniques souhaitées. Les différences principales entre les deux techniques sont présentées dans le tableau 2.2.

Les résultats préliminaires ont permis d'orienter les réflexions sur la combinaison des deux techniques dans le futur modèle réduit final de 2m³. L'objectif à long terme étant de construire un modèle réduit volumineux contenant des joints rocheux avec des détails inférieurs au mm et des propriétés mécaniques contrôlées, on pourrait imaginer une combinaison des deux techniques de fabrication additive afin d'intégrer dans un grand modèle réalisé par Stratoconception des éléments précis réalisés par SLS. Cela permettrait d'obtenir à la fois des détails à l'échelle du 1/10^e mm et des pièces de dimension métrique. Cette combinaison nécessite une définition du mode opératoire et une étude de son influence sur le comportement final du modèle.

Tableau 2.2 : Comparaison entre les deux techniques de fabrication additive : le frittage laser et la stratoconception.

	Frittage laser SLS	Stratoconception
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Rapidité - Contrôle des paramètres d'impression - Précision de 1/10^e mm 	<ul style="list-style-type: none"> - Rapidité - Variété de matériaux - Possibilité d'imprimer de grands volumes
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Coût élevé - Volume limité 	<ul style="list-style-type: none"> - Moins précis que la SLS - Processus de fabrication pouvant affecter les propriétés des matériaux
Autres différences	<ul style="list-style-type: none"> - Présence de poudre dans les joints contenant des ponts rocheux 	<ul style="list-style-type: none"> - Joints vides

2.3 Calibrage géométrique

L'objectif de cette partie est de définir la précision géométrique de la techniques SLS. L'écart entre les objets construits et les modèles CAO est quantifié afin de pouvoir tirer des conclusions sur la précision de cette technique.

2.3.1 Mesures du retrait thermique

La SLS est basée sur le réchauffement du matériau jusqu'à sa température de fusion. Les matériaux utilisés sont sensibles à la variation de température et les dimensions réelles obtenues peuvent subir un retrait/allongement dû au processus de fusion. Pour étudier ce phénomène, nous avons imprimé et mesuré des éprouvettes de dimensions variées (figure 2.4, tableau 2.3). Le rapport entre les dimensions obtenues et les dimensions du modèle CAO permettent de quantifier le retrait/allongement thermique. L'imprimante utilisée au début de la caractérisation est « Sinterit Lisa ». Le bac de fabrication a les dimensions 150x200x150 mm³, avec un volume utile de 110x150x130 mm³.

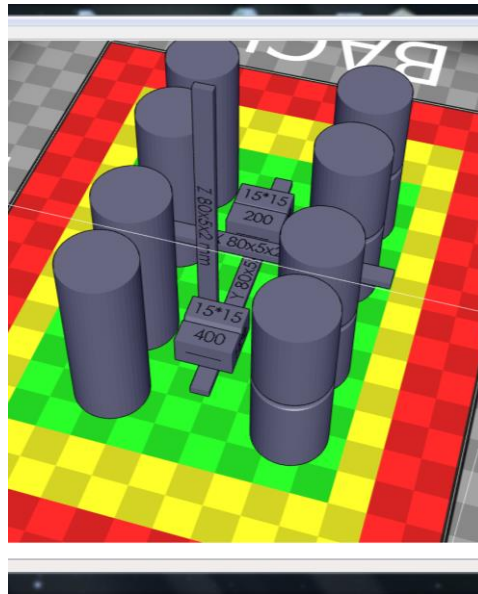


Figure 2.4: Configuration d'un bac de fabrication. La zone verte est la zone la moins susceptible de se déformer. La zone rouge est à la limite du bac et présente le risque de déformations le plus élevé.

La figure 2.4 représente un exemple de fabrication. Les couleurs verte, jaune et rouge correspondent aux trois zones de fabrication : les pièces situées dans les zones les plus écartées du centre sont susceptibles de subir le plus de déformations thermiques. Dans cet exemple, des éprouvettes cylindriques de compression, des blocs d'environ 1 cm^3 contenant des joints ouverts et des tiges minces placées dans des directions d'impressions différentes sont fabriquées pour évaluer les limites de la technique. Le tableau 2.3 montre les rapports entre le modèle CAO et l'objet final pour des pièces à dimensions variées.

Le tableau 2.3 montre un même pourcentage d'expansion dans les 3 directions du bac. Par contre, la fabrication dans la direction verticale OZ (direction de fabrication) présente plus d'hétérogénéité. L'écart-type le long de OZ (0,0852) est 5 fois plus grand celui dans le plan horizontal XY (0,0155). De plus, les fabrications dans le plan XY ont une même tendance à se déformer en expansion, à l'exception de 3 mesures, alors que dans la direction OZ la tendance n'est pas homogène. Cette différence représente une anisotropie dans l'objet final, liée au processus de fabrication.

Un second test a ensuite été réalisé sur une fabrication plus volumineuse correspondante à la taille des échantillons cisailés en boîte de cisaillement. L'échantillon fabriqué correspond à un parallélépipède de $100 \times 100 \times 60 \text{ mm}^3$, parcouru à mi-hauteur par un joint planaire. L'impression réalisée présente d'importantes déformations externes (figure 2.5) dans toutes les directions. L'essai de cisaillement effectué sur cette éprouvette montre également un défaut interne sur le joint (figure 2.6). Le défaut et les déformations sont d'origine thermique (accumulation de chaleur dans le bac de fabrication), et sont liés à la trop grande taille de l'échantillon par rapport aux capacités de fabrication des imprimantes de taille non industrielle, et à la faible vitesse d'impression ($0,028 \text{ mm/s}$). Il était donc nécessaire de passer par des imprimantes industrielles pour éviter toute déformation qui impacterait la géométrie et/ou les propriétés mécaniques des éprouvettes imprimées.

Tableau 2.3 : Mesures théoriques (modèle CAO) et réelles des modèles fabriqués par l'imprimante LISA, et calcul du pourcentage de retrait/allongement.

Direction	CAO [mm]	Objet réel [mm]	Objet réel/CAO	
Plan XY	2	2,1	1,05	Moyenne : 1,014 Ecart-type : 0,0155 % d'expansion : 1,38%
	5	5,3	1,06	
	5	5,1	1,02	
	5	4,91	0,982	
	5	5,1	1,02	
	7	7,08	1,0114	
	10	10,05	1,005	
	10	10,1	1,01	
	10	9,96	0,996	
	10	10,01	1,0008	
	11	10,99	0,9991	
	11	11,12	1,0109	
	15	15,3	1,02	
	15	15,5	1,0333	
	20	20	1	
	20	20,2	1,01	
	20	20,1	1,005	
	20	20,1	1,005	
	20	20,4	1,02	
	20	20,4	1,02	
20	20,3	1,015		
20	20,2	1,01		
21	21,3	1,0143		
75	76,1	1,0147		
80	81,1	1,0138		
80	80,7	1,0088		
85	86,3	1,0153		
Direction OZ	2	2,4	1,2	Moyenne : 1,014 Ecart-type : 0,0852 % d'expansion : 1,38%
	2	2,4	1,2	
	5	5,09	1,018	
	10	9,85	0,985	
	10	8,47	0,847	
	10	9,9	0,99	
	10	9,92	0,992	
	10	10,12	1,012	
	50	49,7	0,994	
	50	49,7	0,994	
	50	49,7	0,994	
	50	49,6	0,992	
	50	49,9	0,998	
	50	49,9	0,998	
50	49,7	0,994		



Figure 2.5 : Déformations externes de l'éprouvette de cisaillement construite par l'imprimante « Sinterit Lisa ». Les lignes rouges permettent de mettre en évidence visuellement les déformations de l'éprouvette.

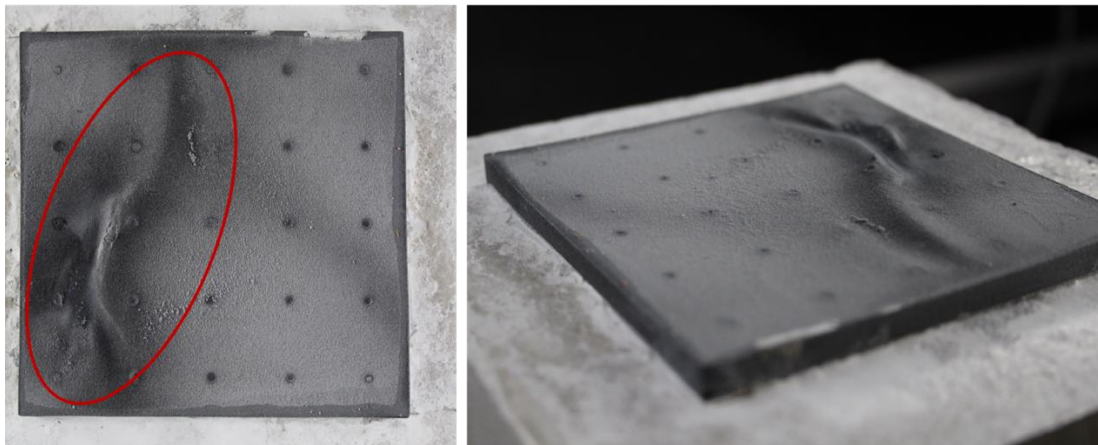


Figure 2.6 : Déformation thermique au niveau du joint de l'éprouvette de cisaillement construite par l'imprimante « Sinterit Lisa ».

Le reste des échantillons a donc été imprimé chez un groupe industriel spécialiste de fabrication additive (CINI), possédant une imprimante Promarker P4500 qui est à ce jour l'une des plus puissantes et plus grandes imprimantes SLS de France. Son volume propre est de $400 \times 400 \times 450 \text{ mm}^3$. Tous les paramètres d'impression sont réglables pour qu'ils soient adaptés à la nature de l'objet à imprimer, et donc pour éviter toute déformation non-désirable. La vitesse d'impression de la machine est beaucoup plus importante que celle de l'imprimante Lisa, et elle est réglable, ce qui garantit une rapidité de fabrication et permet d'éviter les accumulations thermiques. L'impression de huit éprouvettes de cisaillement, présentes dans un seul bac de fabrication, dure entre 6 et 9h alors qu'elle aurait nécessité huit fabrications différentes, étalées sur environ deux semaines avec l'imprimante Lisa.

Les paramètres d'impression ont été maintenus identiques pour toutes les fabrications, quels que soient leur forme et leur type (tableau 2.4) afin de garantir des propriétés intrinsèques uniformes entre toutes les éprouvettes. En effet, les études dans le domaine des matériaux montrent l'existence d'une sensibilité des propriétés mécaniques finales aux paramètres de la fabrication et à la direction de fabrication (Tontowi et Childs, 2001 ; Gornet *et al.*, 2002 ; Zarringhalam *et al.*, 2006).

Tableau 2.4 : Propriétés d'impressions utilisées pour la réalisation des pièces dans le cadre de ce travail.

Conditions Laser				Températures [°C]			Paramètres d'alimentation
Puissance	Diamètre du rayon laser	Vitesse de scan	Espacement de scan	Lit	Alimentation	Piston	Épaisseur de couche
[W]	[mm]	[mm/s]	[mm]				[mm]
46±1	0,4	11430	0,23	169±1	140±1	150±1	0,1

Tableau 2.5 : Mesures théoriques et réelles des modèles fabriqués par l'imprimante CINI.

Direction	CAO (mm)	Objet réel (mm)	Objet réel/CAO	
Plan XY	20	19,87	0,9935	Moyenne : 0,995 Ecart-type : 0,0016 % de retrait : 0,46%
	20	19,88	0,994	
	20	19,9	0,995	
	20	19,9	0,995	
	20	19,88	0,994	
	20	19,96	0,998	
	20	19,92	0,996	
	20	19,87	0,9935	
	20	19,94	0,997	
	20	19,93	0,9965	
	100	99,7	0,997	
	104,5	104,07	0,9959	
Direction OZ	50	49,79	0,9958	Moyenne : 0,993 Ecart-type : 0,0012 % de retrait : 0,66%
	50	49,63	0,9926	
	50	49,67	0,9934	
	50	49,66	0,9932	
	50	49,66	0,9932	
	50	49,62	0,9924	
	50	49,69	0,9938	
	50	49,65	0,993	
	50	49,7	0,994	
	50	49,78	0,9956	
	60	59,5	0,9917	
	60	59,5	0,9917	

De nouvelles éprouvettes cylindriques et cubiques ont été imprimées avec l'imprimante Promarker P45000 pour redéfinir le pourcentage de retrait/expansion des éprouvettes. Le tableau 2.5 montre les résultats obtenus. Les résultats mettent en évidence un retrait thermique de toutes les pièces. Ceci est en accord avec la fiche technique de l'imprimante. Le retrait obtenu est inférieur aux déformations obtenues par l'imprimante « Sinterit Lisa », et il est considéré négligeable (moins de 1% en moyenne dans les trois directions) ne nécessitant pas une prise en compte en amont dans la modélisation CAO des éprouvettes. Quant à l'écart type, il est homogène dans les deux directions et très faible par rapport à ceux calculés à partir des premières fabrications. Concernant les éprouvettes de cisaillement, celles-ci sont parfaitement orthogonales et non déformées (figure 2.7).

De ce fait, la sous-traitance est considérée comme une alternative adaptée qui permet de résoudre les problèmes obtenus avec la petite imprimante.

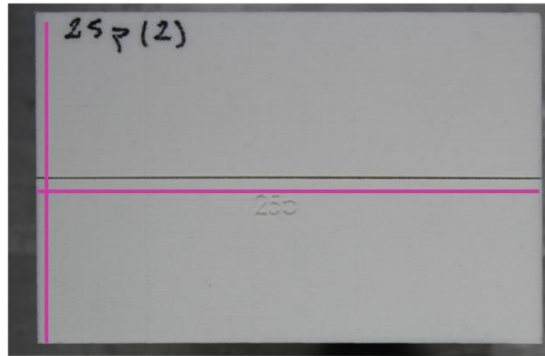


Figure 2.7 : Éprouvette de cisaillement propre construite par CINI. Les lignes roses permettent d'apprécier visuellement le respect de l'orthogonalité des faces.

2.3.2 Conception des joints

Ce travail est une première étude de l'applicabilité de la fabrication additive à la mécanique des roches, plus précisément à la caractérisation des joints. Il est plus raisonnable de commencer par des configurations de joints simples, et à paramètres quantifiables et faciles à reproduire. De ce fait, dans un premier temps, les joints sont définis comme étant une combinaison des paramètres suivants :

- Une ouverture à épaisseur fixe (cf. 2.3.3 – partie A).
- Une géométrie équivalente à une rugosité. Cette géométrie prendra des formes typiques des modèles simplifiés qu'on trouve dans la littérature (cf. 2.7.2 – partie A)
- Des ponts rocheux. La notion de ponts rocheux est utilisée généralement dans les études liées à la stabilité des pentes et aux glissements et chutes des blocs rocheux. Les ponts rocheux modélisés dans cette étude ont une forme uniforme et une répartition symétrique sur la surface des joints. Il s'agit de plots cylindriques, de diamètre fixe de 2,5mm liant les deux interfaces de la discontinuité et formant donc un joint fermé. Le diamètre est choisi en fonction de la granulométrie du PA12, pour être sûr que le pont sera imprimé en entier et pourrait assurer le lien entre les deux épontes du joint. Sur le plan mécanique, ces ponts ont le même effet que celui des ponts rocheux naturels. Ils participent à l'augmentation de la résistance au cisaillement et donnent une cohésion apparente au joint (cf. 2.7.3.2 – partie A).

Dans un second temps, un deuxième type de joints, plus réalistes, est testé et présenté dans la section 2.8 – partie A. Il s'agit des joints ayant une rugosité quantifiée par la dimension fractale D et par un JRC défini, obtenu à partir des relations empiriques liant D et JRC.

Le logiciel Solidworks est utilisé dans le cadre de ce travail pour générer les modèles CAO utilisés pour la fabrication additive. Seules les éprouvettes à rugosité naturelle plus réaliste sont générées avec un autre logiciel (Blender) selon un autre processus, non applicable dans Solidworks, et qui consiste à importer dans le logiciel une surface format « .stl » puis la retransformer en un volume « .stl ».

2.3.3 Mesures des ouvertures

Les joints rocheux naturels sont parfois vides, notamment à très faible profondeur ou en falaise, ou comblés par un remplissage. Ce remplissage peut être constitué de matériaux argileux, de calcite ou de silice recristallisées, et dépend de l'histoire géologique des fractures, et/ou de la circulation des fluides. L'ouverture des discontinuités rocheuses naturelles peut varier en fonction de leurs natures et dimensions (Brady et Brown, 2004). Dans cette partie, on cherche à fixer la valeur de l'ouverture des joints qui sera appliquée dans la suite de l'étude. Pour cela, des éprouvettes cubiques et parallélépipédiques, de dimensions 1cm^3 environ, sont imprimées. Ces éprouvettes contiennent des ouvertures, simulant des joints ayant des épaisseurs et orientations différentes (figure 2.8). Les épaisseurs modélisées sont nécessairement des multiples de la taille des billes constituant la poudre étalée en SLS (0,1mm). L'épaisseur minimale choisie est de 0,2mm, 0,1mm étant insuffisante pour obtenir un joint ouvert à cause de la diffusion de chaleur qui cause un frittage des couches. Les épaisseurs modélisées sont de 0,2 ; 0,3 et 0,4mm. Les joints d'épaisseur 0,2mm sont ouverts mais contiennent la poudre non fondue qui, à cause de la faible épaisseur, reste coincée entre les interfaces du joint. Le but à long terme étant de réaliser un modèle physique de massif rocheux explicitement discontinu, les joints modélisés auront des orientations différentes et des intersections dans toutes les directions et tout au long du modèle. Il sera donc impossible d'évacuer la poudre des discontinuités. De ce fait, la présence de la poudre à cette échelle n'est pas problématique, et il est plus avantageux de caractériser les joints en sa présence.

Afin de mesurer l'épaisseur obtenue, les échantillons sont visualisés au MEB après les avoir cryo-fracturés (les échantillons sont immergés dans une solution de nitrogène, puis cassés en coupe transversale). La figure 2.9 montre des exemples d'images MEB obtenues pour les neuf configurations imprimées. Les particules sphériques dans les figures 2.9a-b-c-e-f-h-i représentent la poudre non fondue et non évacuée. Il est remarquable que l'épaisseur n'est pas uniforme le long du joint, à cause d'une micro-rugosité liée au processus de fabrication. Cependant, cette hétérogénéité de l'ordre de quelques dizaines de microns est négligeable par rapport à la rugosité réelle du joint qui elle, sera de l'ordre de quelques millimètres (cf. 2.7.2 et 2.8.1 – partie A). L'épaisseur réelle de l'ouverture est donc calculée comme étant la moyenne des mesures prises tout au long de la discontinuité. Cette valeur est affichée sur les images MEB de la figure 2.9. Les images montrent que les joints inclinés par rapport à la direction de dépôt des couches de poudre sont plus hétérogènes que les joints horizontaux, et donc il est plus difficile d'estimer leur épaisseur moyenne. Il est remarquable aussi que pour une faible épaisseur, des agglomérations de poudre se forment en liant les deux interfaces (figures 2.9a-b et 2.10). Cette agglomération est due à la transmission de chaleur entre les couches de poudres et à un frittage du PA12 local. Ce phénomène est plus accentué pour les couches les plus minces. De telles agglomérations peuvent causer un lien non contrôlable entre les interfaces, et donc jouer le rôle d'un pont rocheux « non maîtrisé » qui pourrait affecter les propriétés mécaniques finales du joint. Afin d'éviter ce phénomène, surtout que dans le modèle réduit final le réseau de fractures aura des géométries plus compliquées, l'épaisseur de joint est fixée à 0,4mm pour le reste de ce projet.

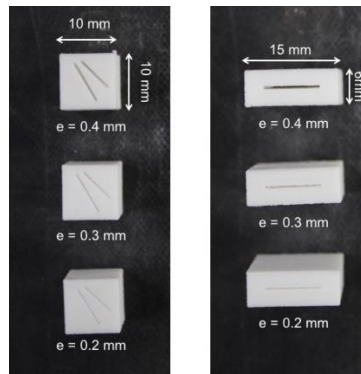


Figure 2.8: Éprouvettes fabriquées avec des joints ayant des épaisseurs et orientations différentes utilisées pour quantifier l'épaisseur réelle obtenue des joints sous différentes configurations.

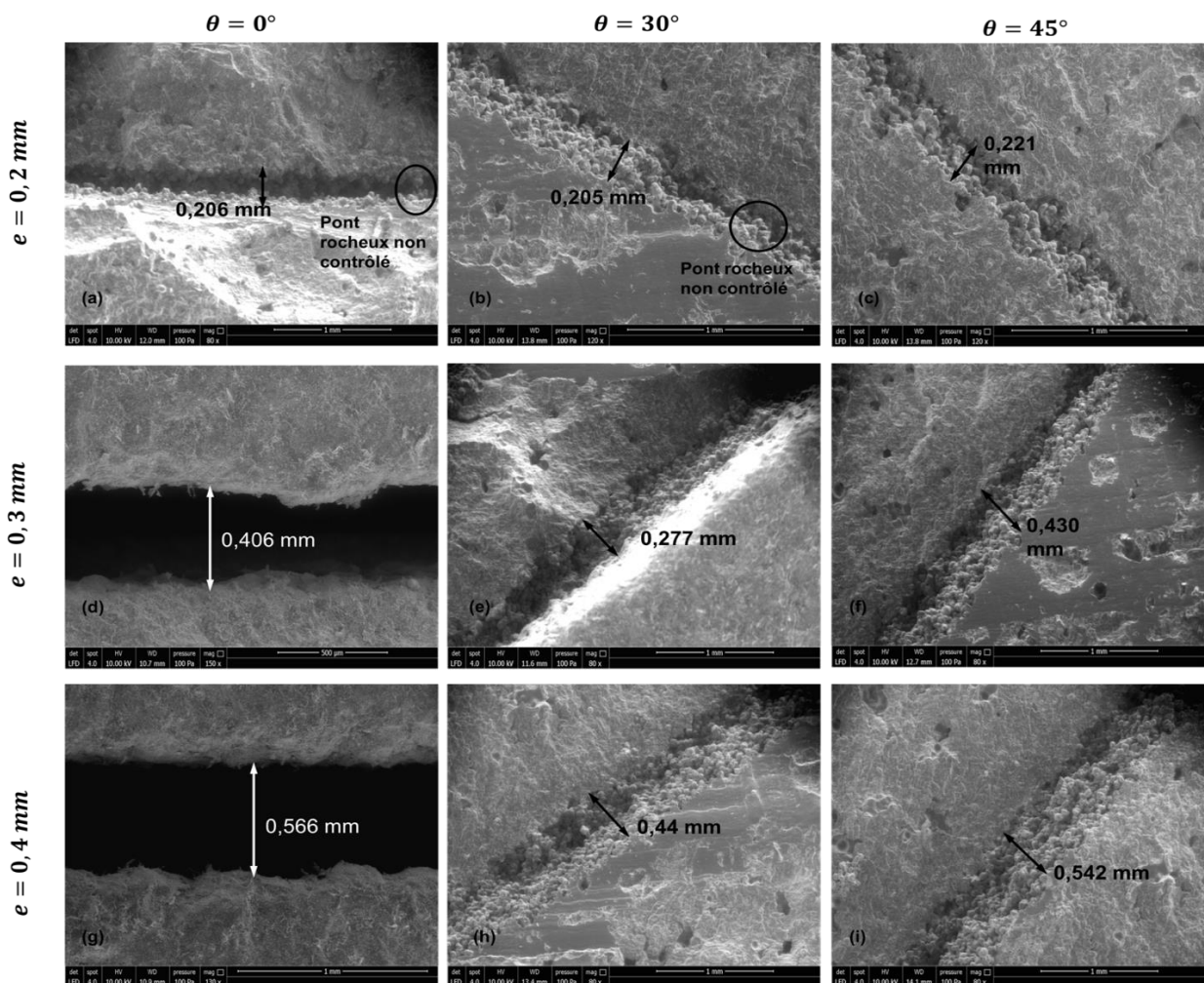


Figure 2.9: Images MEB des valeurs moyennes obtenues après impressions des ouvertures à épaisseurs théoriques et orientations différentes. (a) à (c) : épaisseur théorique de 0,2 mm ; (d) à (f) épaisseur théorique de 0,3 mm ; (g) à (i) épaisseur théorique de 0,4 mm.

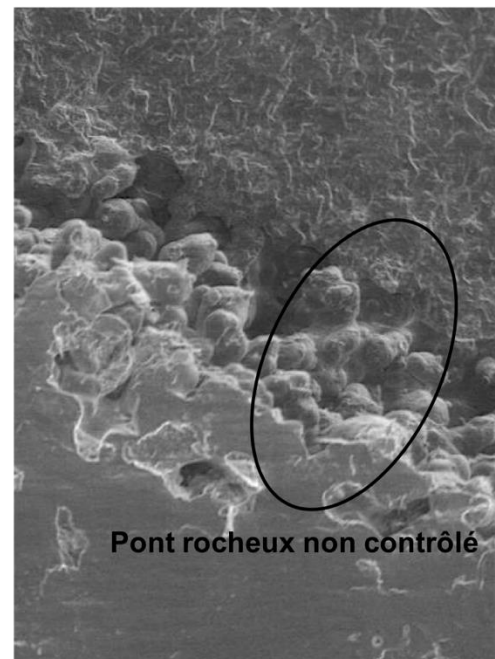
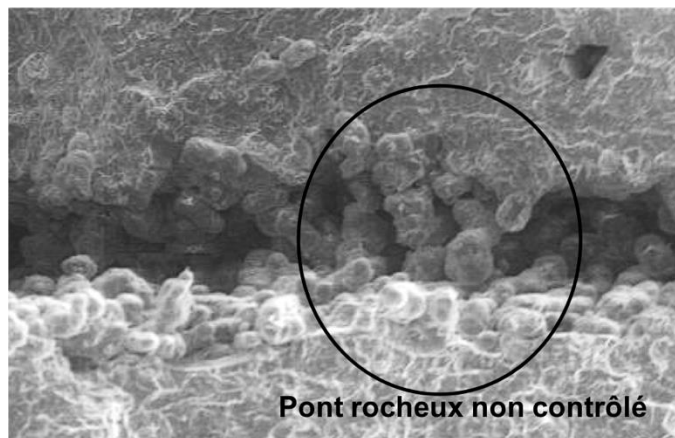


Figure 2.10: Zoom sur les agglomérations de poudres formant des ponts non contrôlés pour des joints à ouverture théorique de 0,2mm.

2.4 Masse volumique

Des cubes de 1cm^3 sont imprimés, puis mesurés (masse + volume) afin de caractériser la masse volumique de notre matériau. La masse volumique obtenue en moyenne est de $919,52\text{ kg/m}^3$, avec un écart-type de $5,88\text{ kg/m}^3$. Ces valeurs sont cohérentes avec les valeurs types du PA12. Les résultats sont présentés dans le tableau 2.6.

Tableau 2.6 : Caractérisation de la masse volumique du PA12.

Cube	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)	Volume (m^3)	Masse (g)	Masse volumique (kg/m^3)
1	10,03	10,01	9,94	9,98E-07	0,910	911,824
2	10,08	10,05	9,9	1,003E-06	0,918	915,254
3	10,04	10,05	9,9	9,99E-07	0,915	915,916
4	9,94	9,99	9,93	9,86E-07	0,906	918,864
5	10,03	9,98	9,95	9,96E-07	0,922	925,703
6	10,06	10,06	9,92	1,004E-06	0,932	928,287
7	10,03	9,95	9,87	9,85E-07	0,907	920,812

2.5 Essais de compression

2.5.1 Dispositif et programme expérimental

Des essais de compression sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 20 mm et de hauteur 50 mm. Deux types d'éprouvettes sont fabriquées : des éprouvettes continues, et des éprouvettes discontinues traversées en leur milieu par un joint lisse horizontal, ayant comme épaisseur d'ouverture 0,4 mm et contenant quatre ponts rocheux cylindriques distribués symétriquement sur la surface du joint (figure 2.11).

En terme surfacique, l'éprouvette a une section de $S_{\text{totale}} = 314,2 \text{ mm}^2$ dans sa partie continue et la surface totale des ponts rocheux est de $S_{\text{ponts}} = 19,6 \text{ mm}^2$.

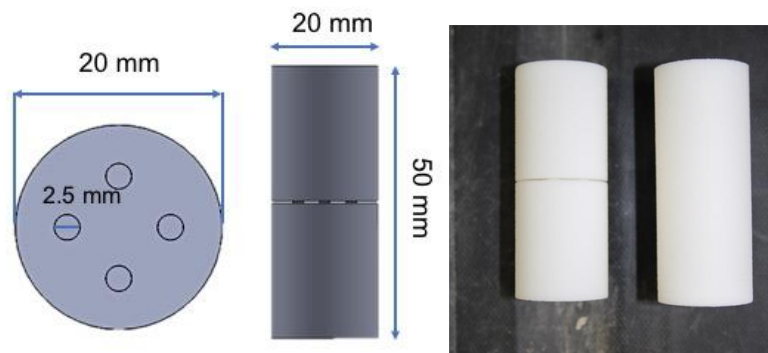


Figure 2.11: (a) Modèle CAO des éprouvettes discontinues et (b) éprouvettes imprimées.

Le but de ces essais est de caractériser le module de Young équivalent et la résistance des éprouvettes avec et sans discontinuité afin d'en déduire l'effet du joint sur les paramètres mécaniques du PA12.

L'essai de compression est effectué avec le dispositif de compression uniaxiale (marque MTS, figure 2.12). Une vitesse de déformation de 0,5 mm/min est imposée au niveau des vérins, et la valeur de l'effort normale appliqué est récupérée à l'aide d'un capteur de force de 20 kN (capteur utilisé classiquement pour les polymères). La déformation calculée à partir du déplacement des vérins représente la déformation axiale moyenne de l'éprouvette. Selon les méthodes suggérées par l'ISRM pour la détermination de la résistance à la compression uniaxiale et la déformabilité des matériaux rocheux (Bieniawski et Bernede, 1979), la déformation axiale doit être mesurée avec des extensomètres fixés sur l'échantillon lui-même pour éviter les écarts dus à la rigidité du dispositif expérimental et à l'influence des interfaces entre l'échantillon et les plaques d'acier supérieure et inférieure. Dans notre cas, l'écart est négligeable car le module de Young du PA12 est environ dix fois plus petit qu'un échantillon de roche typique. Ceci est validé par la valeur du module de Young obtenue qui est du même ordre de grandeur attendue (cf. partie 2.5.2.1).



Figure 2.12 : Essai de compression uniaxiale sur une éprouvette incluant un joint et quatre ponts rocheux.

2.5.2 Résultats et interprétation des essais

2.5.2.1 Module de Young

Les essais de compression uniaxiale réalisés sur huit éprouvettes (quatre continues et quatre discontinues) sont présentés dans la figure 2.13. Les courbes montrent une bonne reproductibilité des essais, et donc de l'impression 3D. Le comportement du PA12 sous compression présente un comportement ductile, avec un module de Young de 1,6 GPa et une limite d'élasticité de l'ordre de 42 MPa. Les valeurs obtenues sont compatibles avec les valeurs typiques des propriétés du PA12 (tableau 2.1). Ces valeurs permettent de confirmer que l'écart entre la déformation réelle de l'échantillon et celle mesurée à partir du déplacement du vérin par rapport au bâti de la presse peut être négligé dans notre cas. En mécanique des roches, le comportement global sous compression uniaxiale pour une grande variété de roches est fragile. Cependant, ce comportement peut devenir ductile à mesure que le confinement augmente (Panet, 1976) (figure 1.12, partie 1.4.1). De même, les roches altérées, les masses rocheuses fortement discontinues, et certaines roches faibles telles que les évaporites peuvent présenter un comportement ductile (Reik and Zacas 1978 ; Hoek et Brown, 1980). De ce fait, le comportement ductile du PA12 ne présente pas nécessairement une contrainte rédhibitoire pour un usage en modélisation physique. On notera par ailleurs que la limite d'élasticité (42 MPa) est très élevée par rapport au champ de contrainte généralement appliqué dans un modèle réduit, notamment celui produit par le dispositif de modélisation réduite à GeoRessources, présenté dans le dernier chapitre (pression maximale appliquée de 1,5 MPa/direction). Il en découle que la caractérisation des matériaux et futurs ouvrages modélisés doit être réalisée pour des états de contraintes inférieurs à 30MPa, pour être sûrs qu'on se situe dans la zone élastique du matériau.

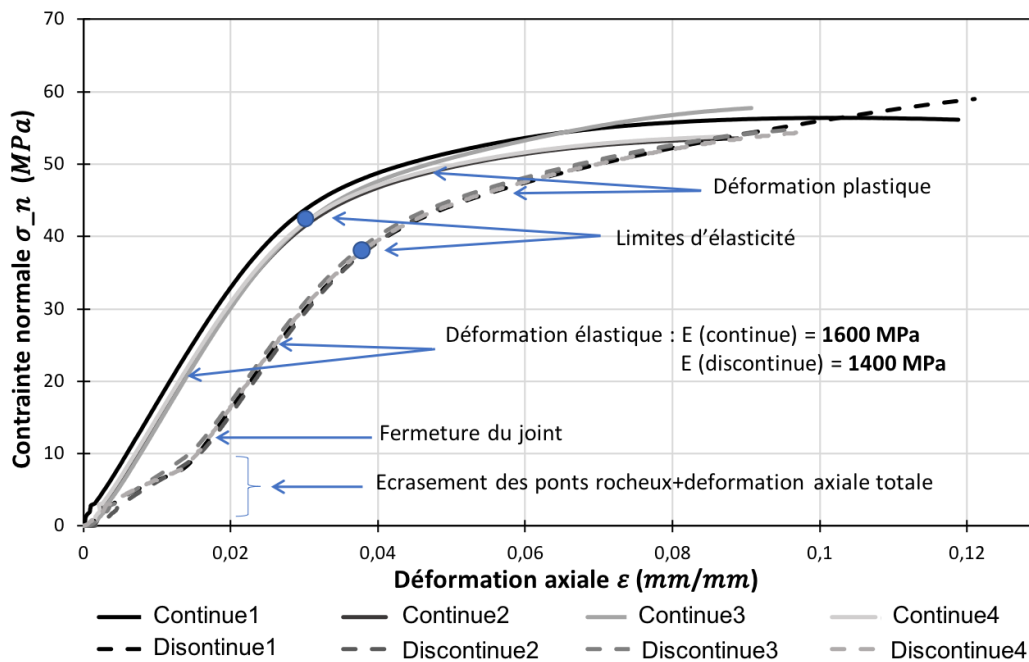


Figure 2.13 : Courbes de contraintes vs déformations des essais de compression sur des éprouvettes continues et discontinues ayant la géométrie de la figure 2.11.

Le comportement des éprouvettes discontinues est identique à celui des éprouvettes continues à l'exception du début de l'essai. En effet, une phase supplémentaire est identifiée sur le début des courbes. Cette phase est attribuée à la fermeture du joint et à l'écrasement des ponts qui est attendu pour une contrainte externe de 3,7 MPa – qui correspond à une contrainte maximale dans les ponts de 60 MPa sous l'hypothèse que seuls les ponts permettent de transmettre les efforts entre les deux parties de l'éprouvette. La déformation macroscopique associée à la fermeture d'un joint de 0,4mm sur une éprouvette de 50 mm est de 0,008 qui est une valeur cohérente avec la déformation observée à la fin de cette première phase (0,016 dont 0,006 de déformation élastique associée à la partie continue de l'éprouvette). Une fois le joint fermé, la courbe reprend la même allure que l'essai sur les éprouvettes continues, et représente un comportement ductile avec un Module de Young de 1,4 GPa et une limite élastique de l'ordre de 38 MPa. Cette réduction de module de Young par rapport à celui de l'éprouvette continue est attendue : comme pour une roche réelle, les joints constituent des défauts qui causent une dégradation des propriétés mécaniques globales. La valeur de 1,4 GPa peut être expliquée comme étant un module de Young équivalent prenant en compte les propriétés de la matrice continue, et l'effet du joint.

2.5.2.2 Raideur normale

Le module de Young mesuré sur une éprouvette saine caractérise le PA12. Afin de caractériser le joint, on souhaite estimer sa raideur normale. Or la technique mise à disposition et utilisée pour l'essai de compression ne permet pas de mesurer directement les déformations au niveau du joint. Les déplacements mesurés sont la somme de l'effet de la déformation du joint (fermeture) et du raccourcissement de l'éprouvette. La raideur du joint est alors exprimée en [MPa/mm] afin de caractériser le rapport entre la contrainte moyenne σ_m appliquée au joint de surface totale S_{totale} et son raccourcissement u_j . Si F est l'effort appliqué sur l'éprouvette, la contrainte moyenne appliquée

est égale à $\sigma_m = F/S_{totale}$; elle diffère de la contrainte « réelle » au niveau des ponts rocheux, $\sigma_p = F/S_{ponts}$, calculée en supposant que seuls les ponts rocheux assurent la continuité entre les deux moitiés de l'éprouvette discontinue. Afin d'estimer la raideur du joint à partir des résultats expérimentaux, on propose deux méthodes :

- a. La première méthode, qu'on nomme approche théorique, consiste à calculer la raideur théorique du joint $k_{n,j}$ compte tenu de la dimension des ponts rocheux et du module de Young de la matrice, en considérant que l'effet de la poudre est négligeable (Eqs 2.1 à 2.3). Cette approche n'utilise pas le résultat expérimental obtenu avec l'éprouvette discontinue.

$$\sigma_m S_{totale} = \sigma_p S_{ponts} \quad (\text{égalité des forces}) \quad (2.1)$$

$$\sigma_p = E_{continue} \frac{u_j}{e_j} \quad (2.2)$$

$$k_{n,j} = \frac{\sigma_m}{u_j} = \frac{E_{continue} * S_{ponts}}{e_j * S_{totale}} \quad (2.3)$$

Avec $E_{continue}$ (MPa) le module de Young mesuré sur l'éprouvette continue, e_j (mm) l'ouverture du joint et S_{ponts} la surface des ponts (mm^2).

En considérant que le module de Young au niveau des ponts et dans la matrice du PA12 est le même et égal à 1600 MPa, on obtient une raideur normale du joint :

$$k_{n,j} = 250 \text{ MPa/mm}$$

Cette valeur n'est pas identique pour tous les joints puisqu'à ouverture du joint et module de Young du PA12 constants, elle va dépendre du rapport entre la surface totale des ponts et celle du joint (Eq. 2.3).

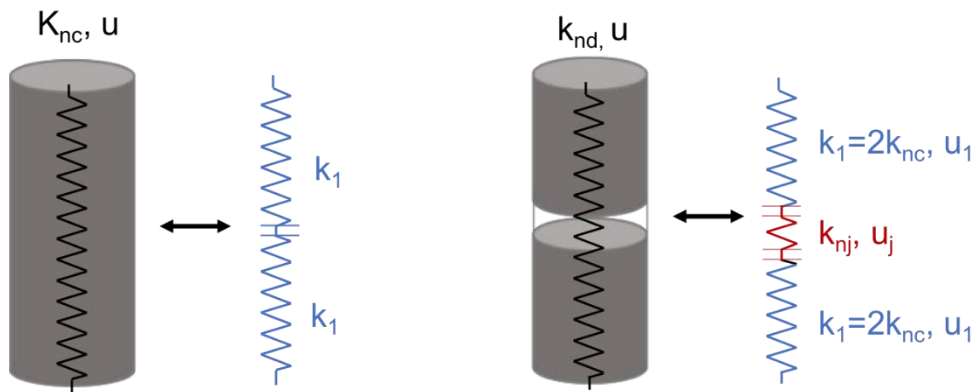


Figure 2.14 : Schéma illustratif de la représentation des éprouvettes par des ressorts utilisés dans le calcul analytique des raideurs normales.

- b. La deuxième méthode, s'appuie sur l'utilisation des essais réalisés sur les éprouvettes continues et discontinues. On note k_{nc} et k_{nd} les raideurs globales des éprouvettes continues et discontinues respectivement [MPa/mm]. L'approche consiste à assimiler l'éprouvette de compression continue à deux ressorts identiques en série de raideur $k_1 = 2k_{nc}$, et celle discontinue à trois ressorts en séries de raideur k_1 , k_{nj} et k_1 (figure 2.14). Sous l'hypothèse que les deux moitiés continues de l'éprouvette discontinues sont équivalentes aux deux ressorts formant l'éprouvette continue, et en considérant que les efforts dans les ressorts sont

identiques (équilibre des efforts), la contrainte au niveau des trois ressorts et les déplacements sont exprimés comme suit :

$$\sigma = k_1 u_1 = k_{nj} u_j = k_{nd} u \quad (2.4)$$

$$u = 2u_1 + u_j \quad (2.5)$$

En remplaçant (Eq 2.4) dans (Eq 2.5), on obtient une relation entre les différentes raideurs normales de l'éprouvette (Eq. 2.6) :

$$\frac{1}{k_{nd}} = \frac{2}{k_1} + \frac{1}{k_{nj}} \quad (2.6)$$

Avec k_{nd} la raideur normale équivalente de l'éprouvette discontinue, à la première phase élastique, lorsque les ponts et la partie continue sont encore élastiques.

Compte tenu de la limite élastique du PA12 mesurée sur l'éprouvette continue (42 MPa), et du rapport entre S_{totale} et S_{ponts} , on peut estimer la contrainte moyenne associée à la plastification des ponts rocheux (Eq. 2.1), sous l'hypothèse que seuls ces ponts rocheux assurent une continuité de matière entre les deux moitiés de l'éprouvette (Eq. 2.7) :

$$\sigma_m = 42 \frac{S_{ponts}}{S_{totale}} = 2,6 \text{MPa} \quad (2.7)$$

La raideur de l'éprouvette discontinue doit donc être estimée à partir de la partie de la courbe correspondante à des contraintes inférieures à 2,6 MPa. La figure 2.13 montre que cette partie de la courbe est difficile à exploiter. La courbe semble montrer une pente assez proche de celle de l'éprouvette continue ($k_{nc} = 32 \text{MPa/mm}$ pour $E = 1600 \text{MPa}$). Une rétroanalyse permet de calculer que la pente attendue, pour que les deux approches de calcul de k_{nj} aboutissent au même résultat, est de 1460 MPa, soit une différence difficilement mesurable. Ce résultat est cohérent avec le début des courbes qui montre des pentes très semblables pour de très faibles niveaux de contrainte.

Si on considère la pente pour une déformation inférieure à 0,015, qui correspond à une contrainte moyenne inférieure à 7 MPa bien supérieure à la limite de 2,6 MPa précédemment établie, on mesure un module de Young équivalent d'environ 650 MPa, qui conduit à une raideur globale de l'éprouvette discontinue d'environ 13 MPa/mm. La raideur normale du joint résultante de l'équation Eq. 2.6 est alors d'environ 21,8 MPa/mm. Cette valeur est alors largement inférieure à la valeur obtenue par la première approche. Cette valeur ne correspond toutefois pas au comportement élastique du joint. En effet, la pente moyenne sur la partie 0 - 7 MPa correspond à la phase élastique suivie de la phase d'écrouissage du joint donnant lieu à une raideur apparente plus faible. Pour une contrainte moyenne de 7 MPa, la déformation de l'éprouvette discontinue est d'environ 0,015 alors qu'elle est d'environ 0,005 pour l'éprouvette continue. Le différentiel de déformation est donc de 0,01. Ramenée à la longueur de l'éprouvette, cette déformation correspond à un raccourcissement d'environ 0,5mm, soit l'ordre de grandeur de l'ouverture initiale du joint.

En conclusion, la première approche théorique donne probablement un ordre de grandeur réaliste de la raideur du joint qui n'est pas remis en cause par le tout début de la courbe mesurée sur l'éprouvette discontinue.

2.6 Essai de traction

2.6.1 Dispositif et programme expérimental

Trois essais de traction sont réalisés. La partie centrale de l'éprouvette a une section de 5mm de largeur sur 2mm d'épaisseur et 30 mm de longueur (figure 2.15). Ces dimensions sont choisies en se basant sur les normes des essais réalisés sur ce matériau.

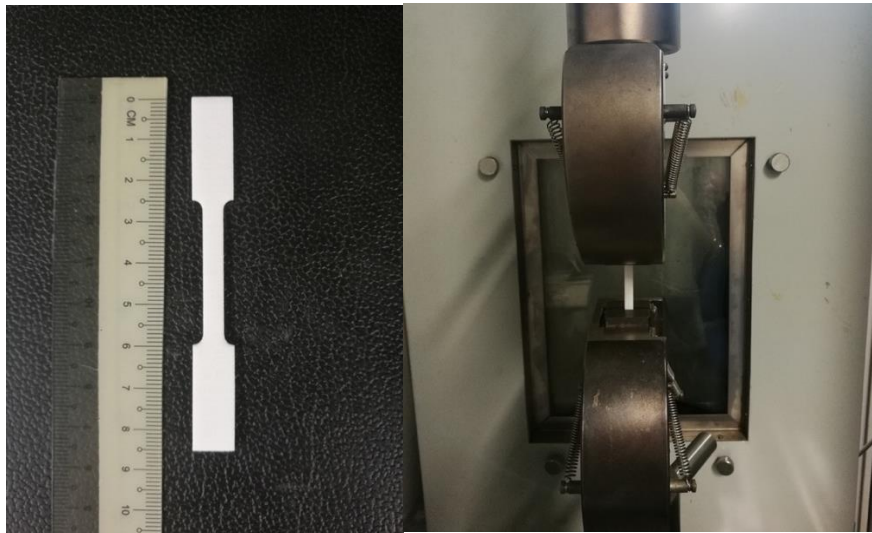


Figure 2.15: Éprouvette de traction et dispositif expérimental de l'essai de traction.

Le but de ces essais est de caractériser le module et la résistance à la traction du PA12, dans les conditions d'impression 3D fixées pour toutes les fabrications réalisées dans le cadre de ce travail.

L'essai de traction est effectué avec la machine MTS (figure 2.15). Une vitesse de déformation de 0,5 mm/min est imposée au niveau des vérins. Il s'agit du même dispositif expérimental utilisé pour l'essai de compression, et donc les mêmes données sont récupérées (effort de tension appliqué sur l'éprouvette, et déplacement mesuré entre les deux têtes du dispositif).

2.6.2 Résultats et interprétation des essais

Les essais de traction réalisés sur trois éprouvettes sont présentés sur la figure 2.16. De même que pour les essais de compression, les courbes montrent une bonne reproductibilité des essais, et donc de l'impression 3D. Le résultat obtenu est en accord avec les propriétés typiques du PA12 avec un module à la traction de 1200 MPa et une limite d'élasticité de l'ordre de 40 MPa (tableau 2.1). Les deux valeurs obtenues pour le module de traction et de compression (1200 et 1600 MPa) tombent bien dans l'intervalle des modules de compression et traction typiques du PA12. Classiquement, il est possible d'avoir des modules de compression et de traction, ainsi que des résistances différentes (Lammens *et al.*, 2017). Ceci peut dépendre de l'état de poudre (si la poudre est neuve ou recyclée), de la position dans le bac de fabrication et de la direction de l'impression. Les valeurs que nous avons obtenues sont donc bien représentatives du PA12. Cependant, le rapport entre la résistance à la compression et la résistance à la traction du PA12 n'est pas représentatif du rapport qu'on retrouve

dans les roches. Serratrice et Durville,1997 ont trouvé des rapports variant entre 6 et 13 pour des marnes, calcaires, grès, granites, schistes et gneiss.

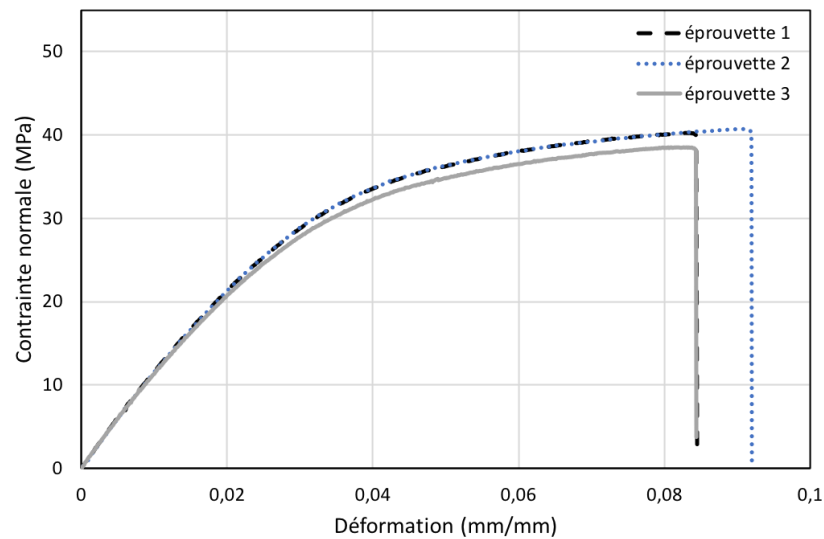


Figure 2.16 : Courbes de contraintes vs déformations des essais de traction sur des éprouvettes de traction classiques du PA12.

2.7 Essais de cisaillement

Maintenant que le matériau « intact » est caractérisé et que les limites géométriques de la fabrication d'un joint en SLS sont définies, nous passerons à l'étude des joints rocheux construits par SLS. Une soixantaine d'essais de cisaillement, tout matériau et géométrie inclus, sont réalisés dans le cadre de ce travail. Deux tableaux récapitulatifs de ces essais sont présentés en annexe C. Dans cette partie, nous présentons des essais à géométrie simplifiée. Dans la section 2.8 – partie A, nous présentons les résultats des essais à géométrie comparable à celle d'un joint rocheux naturel.

2.7.1 Protocole expérimental et préparation des échantillons

Les essais de cisaillement sont réalisés à l'aide de la machine MCDA-3D du laboratoire GeoRessources (figure 2.17). Cette machine consiste à imposer un déplacement tangentiel dans la direction (Ox) sous une contrainte normale selon Oz (axe vertical). Les efforts/déplacements sont appliqués à l'aide de moteurs mécaniques alimentés par un courant continu : deux moteurs appliquent un déplacement tangentiel dans la direction Ox, et un moteur applique une force normale verticalement. La machine de cisaillement est composée de deux demi-boîtes (supérieure et inférieure) dans lesquelles sont placées et calées les éprouvettes. Il est possible de déplacer une demi-boîte seule dans la direction x, ou les deux demi-boîtes simultanément dans le sens opposé. Les efforts sont mesurés par des capteurs de force. Quatre capteurs LVDT de déplacement, placés verticalement en contact avec les quatre coins du plateau supérieur de la machine, sont utilisés pour mesurer le déplacement normal, et par suite la dilatance au cours des essais (capteurs 0-10 mm, avec une incertitude de 10 μ m). Deux autres capteurs LVDT, placés à l'horizontal sur les deux demi-boîtes, permettent de mesurer le déplacement tangentiel

des demi-boîtes (capteurs 0-30 mm, avec une incertitude de 10 μm). Une centrale d'acquisition menée d'un logiciel propre à la machine est utilisée pour récupérer les données des essais.

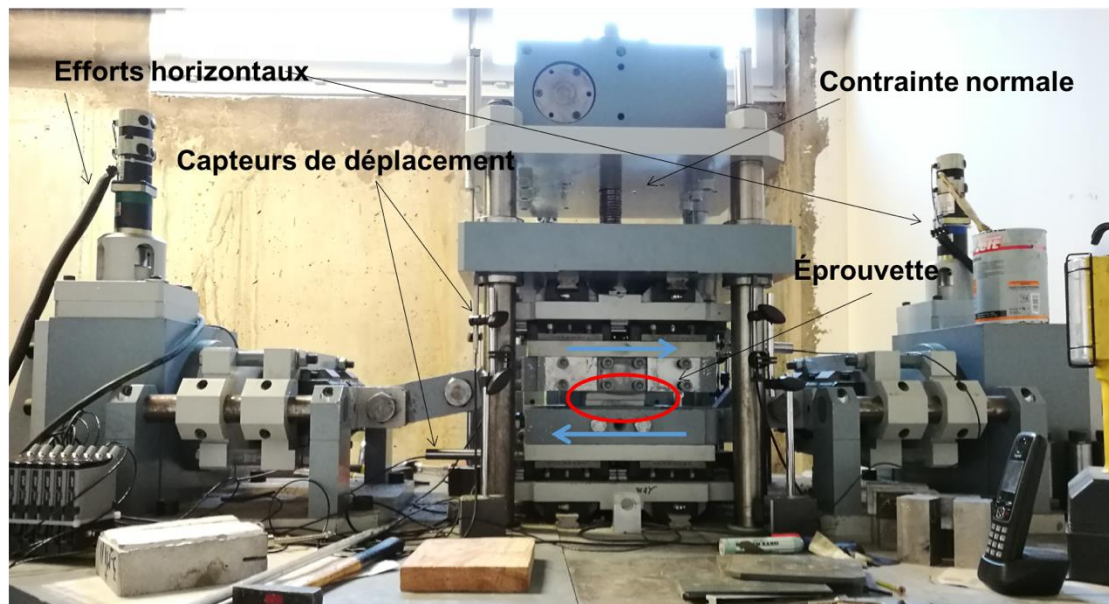


Figure 2.17 : Dispositif expérimental de cisaillement MCDA-3D à GeoRessources.

Préparation des échantillons :

Les éprouvettes sont construites par fabrication additive, à partir d'un modèle CAO. Les éprouvettes de cisaillement font 100 x 100 mm² de surface. Nous fabriquons huit éprouvettes de cisaillement par bac de fabrication pour éviter toute déformation thermique. Une fois les éprouvettes imprimées, elles sont moulées dans du mortier à l'aide d'un moule de 150 x 150 mm (figure 2.18). La préparation se fait comme suit :

- L'éprouvette est percée puis vissée (quatre ou cinq vis placées verticalement dans chaque demi-boîte), afin d'obtenir une hauteur de l'éprouvette convenable au moule.
- Le joint est fermé à l'aide du ruban adhésif, pour éviter que le mortier ne pénètre dans le joint.
- L'éprouvette est placée verticalement dans la partie inférieure du moule après l'avoir graissé.
- Le mortier est coulé dans le moule jusqu'à la limite inférieure du ruban adhésif.
- Après quelques heures, la partie supérieure du moule est mise en place et une couche de sable est placée pour couvrir le joint sur la hauteur du ruban. Ceci servira de support du mortier de l'éponte supérieure.
- Le mortier est préparé et coulé dans la partie supérieure du moule.
- Après séchage, le moule est démonté et l'éprouvette est gardée 3 semaines environ pour assurer la prise du mortier, avant d'être cisailée.

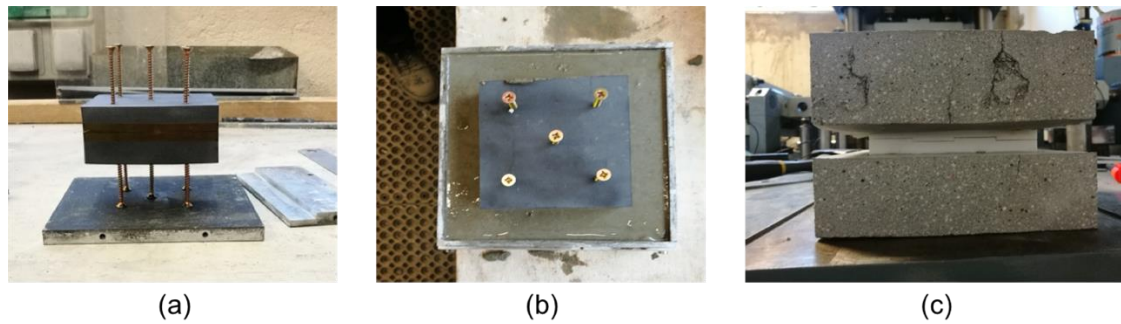


Figure 2.18 : Étapes de préparation des éprouvettes de cisaillement : (a) vissage des éprouvettes et calage de la hauteur de l'éprouvette, (b) moulage de l'éprouvette dans du mortier, et (c) l'état final de l'éprouvette après démoulage.

La mise en place de l'essai de cisaillement consiste à caler l'éprouvette moulée entre les demi-boîtes inférieure et supérieure. L'éprouvette est bien serrée pour minimiser les jeux au début de l'essai. Ensuite, l'essai est programmé en renseignant la contrainte normale à imposer, la surface du joint ($100 \times 100 \text{ mm}^2$), la vitesse de déplacement horizontal ($0,2 \text{ mm/min}$), le déplacement maximal à parcourir, le nombre de moteurs (si un moteur se déplace horizontalement ou deux), et la forme de la surface du joint (rectangulaire dans notre cas). La mise en place, le nombre de capteurs ainsi que la vitesse de cisaillement respectent les recommandations de l'ISRM (Muralha *et al.*, 2014)

2.7.2 Plan d'expériences et comportement global des joints simplifiés (SLS)

Nous avons travaillé sur deux grands types de joints : les joints fermés, i.e. contenant des ponts entre les épontes, à géométries simplifiées ; et les joints ouverts, sans ponts, présentant une rugosité calée sur celles des fractures naturelles. Dans cette partie, nous présentons en détail les géométries simplifiées étudiées et les essais réalisés qui ont comme but d'étudier l'effet de la présence des aspérités et du nombre de ponts rocheux sur le comportement mécanique des joints.

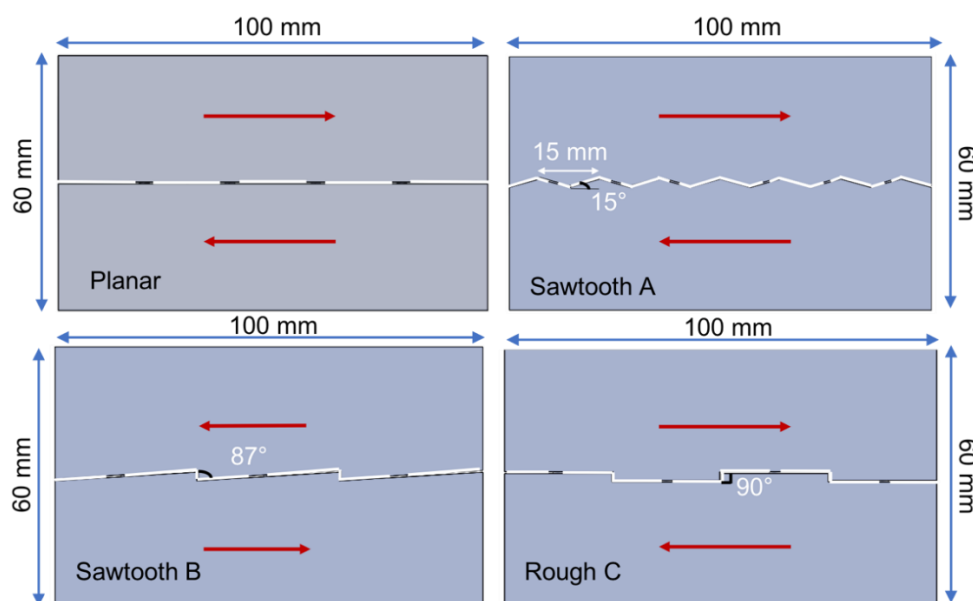


Figure 2.19 : Les différentes géométries simplifiées avec « ponts » imprimées et testées sous cisaillement.

Les géométries (figure 2.19) sont choisies par référence aux géométries « idéales » existantes en littératures (modèle de Coulomb, modèle de Patton). Des essais de cisaillements sont réalisés sur quarante et une éprouvettes en SLS (tableau 2.7). Les paramètres étudiés sont le nombre de ponts rocheux, l'angle des aspérités, la direction d'impression des ponts et la contrainte normale appliquée. Le cœur de l'étude consiste à tester quatre types d'éprouvettes dont le nom fait référence au nombre de ponts suivi par « rb » qui désigne les ponts rocheux en anglais (rock bridges) - 12rb, 25rb, 18rb et 24rb), et à la géométrie du joint (planar—pour planaire et sawtooth pour dents de scies). Ces éprouvettes sont testées à quatre niveaux de contraintes normales. Quelques configurations « extrêmes » sont testées pour nous aider dans l'interprétation des résultats et pour mieux comprendre l'effet des variables : 81rb-Planar et 126rb-sawtoothA permettent de tester l'influence d'un grand nombre de ponts rocheux ; 9rb-sawtoothB et 16rb- RoughC (figure 2.19) représentent des angles d'aspérités de 87° et 90° respectivement par rapport à la direction de cisaillement pour étudier la dilatance et le comportement d'un joint en présence d'une aspérité droite ; 25rb 45° (< et >) sont construites avec des ponts inclinés à 45° pour évaluer l'effet de l'inclinaison des ponts sur le comportement des joints (figure 2.20). Les signes « < » et « > » correspondent à l'orientation des ponts. Nous avons évoqué précédemment que la direction de fabrication a un effet sur les propriétés mécaniques des objets imprimés (cf. 2.3.1 – partie A). Il était intéressant donc de voir si cet effet illustré par l'inclinaison des ponts affectera le comportement des joints

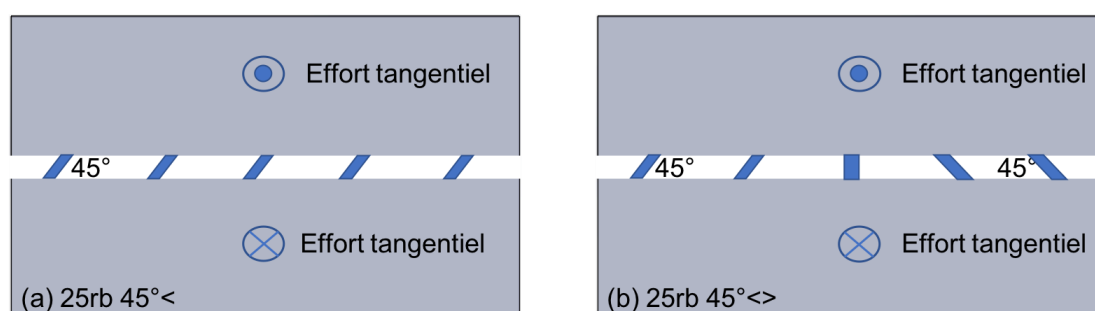


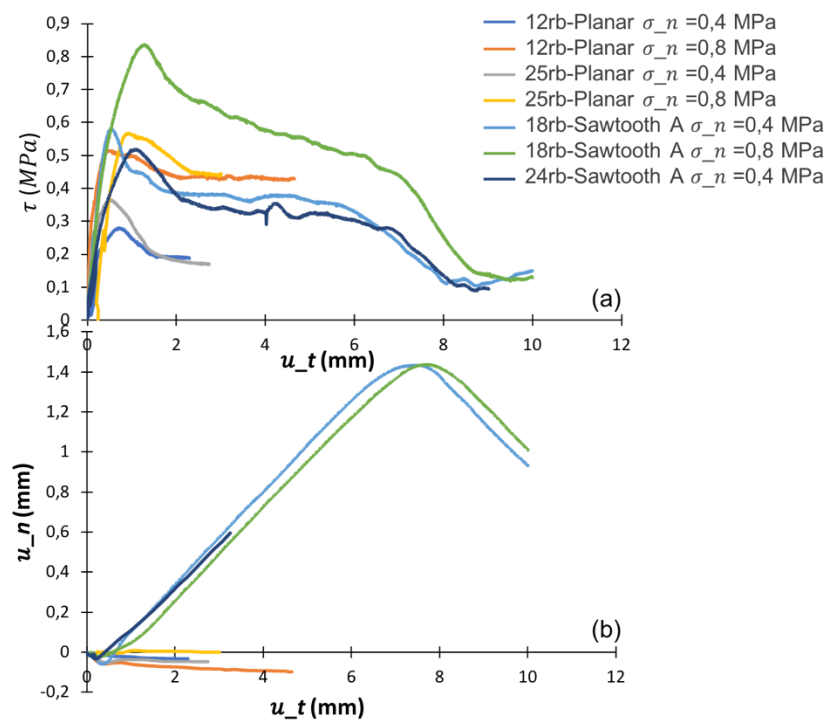
Figure 2.20 : Schéma simplifié des éprouvettes 25rb 45°< et 25rb 45°>, avec la direction et le sens de l'effort tangentiel appliqué. Les dimensions des éléments de la figure ne sont pas mises à l'échelle.

Nous rappelons que l'objectif de cette étude est de construire des joints artificiels similaires aux joints rocheux, à une échelle réduite. Il faut donc vérifier en premier lieu que les joints imprimés ont un comportement global équivalent à celui des joints rocheux. La figure 2.21 présente les premiers essais de cisaillement réalisés.

Les courbes présentent les mêmes tendances que celles des joints rocheux naturels (e.g. Bandis *et al.*, 1983 ; Olsson et Barton, 2001) (cf. 1.4.2.2.2) : à savoir une phase élastique représentée par une raideur tangentielle k_s , un pic simulant la résistance au cisaillement du joint, et une valeur résiduelle. A noter que dans notre cas, on appelle valeur résiduelle la valeur obtenue à la fin d'un premier essai, lorsqu'on s'approche ou qu'on atteint un palier. Pour des raisons techniques liées à la programmation de la machine, il était impossible de cycler au cours des essais de cisaillement.

Tableau 2.7 : Propriétés des essais de cisaillement réalisés sur des géométries simplifiées imprimées en PA12 (SLS).

Éprouvette	Géométrie	Inclinaison des ponts	Nombre de ponts N_{rb}	Nombre d'essais	Contraintes normales appliquées (MPa)	Angle de l'aspérité
12rb	Planar	Verticale	12	7	0,4-0,8-1-1,2	0
25rb	Planar	Verticale	25	6	0,4-0,8-1-1,2	0
18rb	Sawtooth	Verticale	18	8	0,4-0,8-1-1,2	15°
24rb	SawtoothA	Verticale	24	9	0,4-0,8-1-1,2	15°
81rb	Planar	Verticale	81	5	0,4-0,8	0
126rb	SawtoothA	Verticale	126	1	0,4	15°
9rb	SawtoothB	Verticale	9	1	0,4	87°
16rb	SawtoothC	Verticale	16	1	0,4	90
25rb 45°<	Planar	45°	25	2	0,4	0°
25rb 45°>	Planar	45°	25	1	0,4	0°

Figure 2.21 : Les résultats des essais préliminaires réalisés sur des éprouvettes planaires et des éprouvettes dents de scies (couplage des courbes τ vs u_t et les courbes de dilatances).

Pour une représentation plus claire, des essais préliminaires de chaque géométrie (courbes τ versus u_t et courbes de dilatances) sont présentés dans la figure 2.22. Au début de l'essai, le joint a un comportement élastique se manifestant par une augmentation de la contrainte tangentielle selon une

penne k_s . La valeur de k_s de tous les essais est du même ordre de grandeur, avec une moyenne de 1,7 MPa/mm. Aucune tendance particulière n'est identifiée. Cela est largement lié aux incertitudes sur l'estimation de k_s . En effet, les moteurs du dispositif de cisaillement sont analogiques, ce qui cause un certain délai dans leur réponse aux consignes demandées. De plus, au début des essais, ils doivent rattraper les jeux dus à la mise en place de l'échantillon, ce qui dégrade la qualité des courbes au tout début de l'essai, là où le k_s doit être identifié.

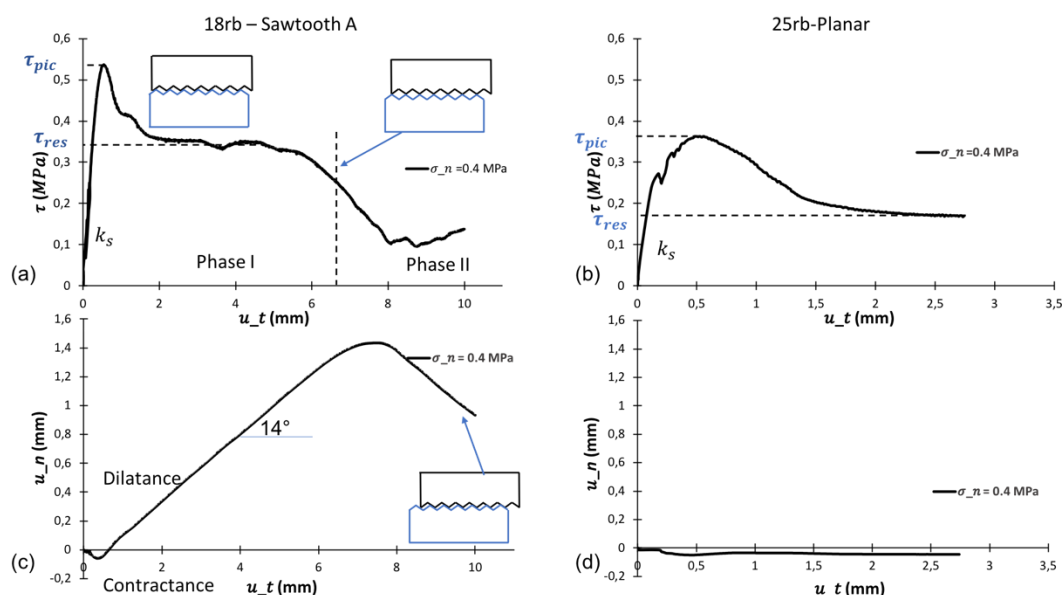


Figure 2.22 : Comportement mécanique sous cisaillement à 0,4MPa des éprouvettes 18rb-Sawtooth A (a et c) et 25rb-Planar (b et d).

La résistance maximale des joints artificiels est due à la présence des ponts rocheux et à l'effet de la contrainte normale. L'effort tangentiel maximal est mobilisé pour rompre les ponts. Une fois les ponts rompus, la contrainte tangentielle diminue progressivement jusqu'à atteindre une asymptote : la résistance résiduelle. Une phase supplémentaire (phase II figure 2.22) se manifeste dans les essais à aspérités en dents de scies, celle-ci est due au déplacement descendant le long des aspérités. Pour une éprouvette de roche il est attendu que la contrainte tangentielle maximale soit associée à la résistance maximale des aspérités qui subissent une dégradation et un broyage, et que la valeur résiduelle résulte du cisaillement de la surface du joint après augmentation de l'aire de contact lié à l'écrasement des aspérités (cf. 1.4.2.2.1) (e.g. Barton, 1972 ; Jiang *et al.*, 1992). Avec notre matériau, les aspérités restent quasi intactes. La figure 2.23 montre l'état des aspérités qui n'ont subis aucune rupture. Seules quelques traces de frottement liées au glissement sur le joint apparaissent. Une fois les ponts cassés, le joint perd sa cohésion et commence à se déplacer le long des aspérités.

Les dents de scies constituent des aspérités primaires. L'absence des aspérités secondaires fait que les épontes sont moins imbriquées que les joints naturels rugueux, et les dents de scies ne jouent pas sur la cohésion du joint liée à une forte imbrication. Seuls les ponts rocheux sont responsables de la cohésion. Pour valider ces hypothèses, et mettre l'accent sur le rôle des ponts et des aspérités, des essais de cisaillement sont réalisés sur une éprouvette 25rb-Planar, et une éprouvette 18rb-Sawtooth A, avec et sans ponts (après la rupture des ponts, l'éprouvette est cisailée de nouveau sous la même contrainte normale). Le résultat (figure 2.24) montre que le pic disparaît lorsqu'il n'y a plus de ponts

rocheux pour les deux types de géométrie. Ceci permet de valider que les ponts donnent une cohésion initiale au joint, qui chute après leur rupture. Ils participent donc également à l'augmentation de la valeur de la résistance au pic des joints. Pour identifier le rôle des aspérités, les deux joints, planaire et en dents de scie, sont comparés en l'absence de ponts rocheux. Comme attendu, la valeur de contrainte tangentielle maximale correspond à la valeur résiduelle des joints avec ponts, (la chute de la contrainte tangentielle pour le 18rb correspond comme expliqué précédemment au déplacement descendant le long des aspérités). La contrainte tangentielle en présence des aspérités est supérieure à celle du joint planaire. Les résultats de la figure 2.24 permettent donc de valider que les ponts ont une influence sur la cohésion du joint, et les aspérités sur l'angle de frottement.

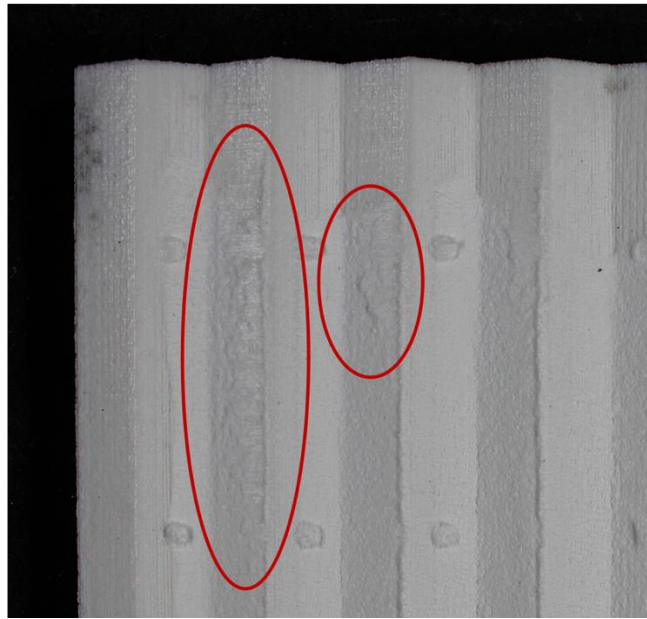


Figure 2.23 : Traces du frottement sur l'éprouvette à la fin de l'essai de cisaillement.

Les courbes de dilataance présentent de même des tendances cohérentes avec le comportement de joints rocheux réels. Pour les joints planaires, le déplacement normal est négligeable, conformément au comportement d'un joint lisse qui théoriquement ne présente aucune dilataance. Pour les joints en dents de scies, le comportement est illustré par une contractance liée à la dominance de l'effort normal (Archambault *et al.*, 1997), suivi par une dilataance croissante. Deux angles de dilataance sont généralement calculés sur ce type de courbes : i_{pic} (l'angle de dilataance à τ_{pic}) et $i_{post-pic}$. i_{pic} est systématiquement localisé au début de la phase de dilataance lorsque la pente n'est pas encore constante, conformément au modèle classique de Barton (figures 25c-d). $i_{post-pic}$ est situé entre les valeurs des déplacements correspondants à τ_{pic} et τ_{res} . Il a une valeur généralement constante jusqu'au sommet de l'aspérité. Le tableau 2.8 présente les différentes valeurs de l'angle de dilataance $i_{post-pic}$ et i_{pic} pour les essais en dents de scies présentés sur la figure 2.25. L'angle des joints planaire étant négligeable, nous ne l'avons pas représenté. L'angle de dilataance post-pic obtenu sur nos courbes est en moyenne de $13,6^\circ$, qui est du même ordre de grandeur que l'angle de l'aspérité (15°), conformément aux modèles classiques de la littérature qui considèrent que le joint se dilate avec un angle égal à l'angle de l'aspérité primaire (Patton, 1966). Cependant, le déplacement normal qui classiquement atteint une valeur constante après la rupture des aspérités, re-diminue dans notre cas à cause du déplacement descendant sur les aspérités. (figure 2.22c).

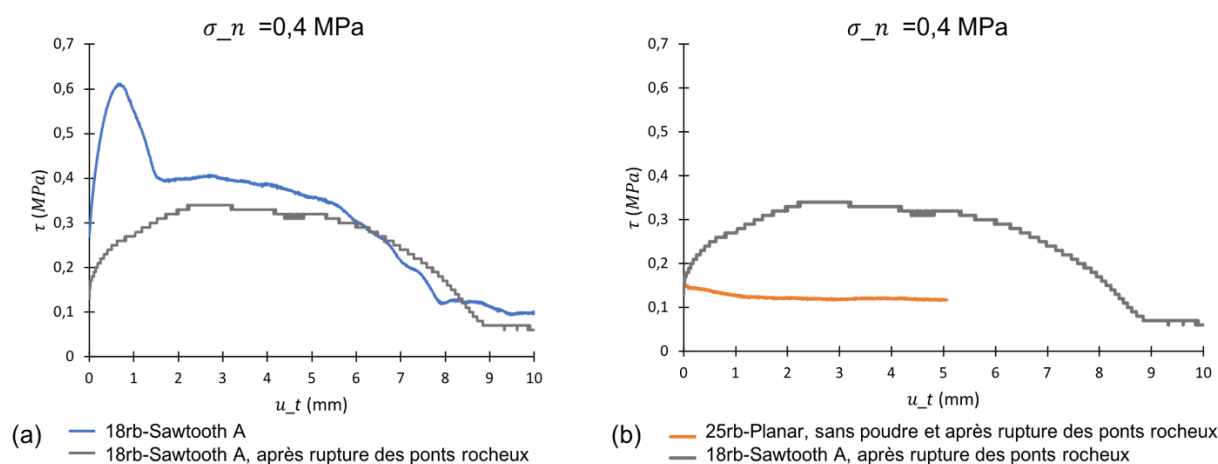


Figure 2.24 : Etude de l'effet des ponts rocheux et des aspérités sur le comportement mécanique des joints. Dans (a) l'effet des ponts est étudié en comparant le comportement de la même éprouvette cisailée avant et après rupture des ponts. L'absence de pic dans la courbe grise est lié à l'absence des ponts. Dans (b) deux éprouvettes sans ponts sont comparées. L'une des éprouvettes contient des aspérités l'autre est planaire. La contrainte tangentielle plus élevée pour la courbe grise est liée à la présence des aspérités.

2.7.3 Influence des différents paramètres

Dans la partie précédente, nous avons mis en évidence la capacité des joints artificiels à reproduire le comportement global des joints rocheux naturels. Suite aux résultats préliminaires obtenus, il a été décidé de développer cette étude en multipliant le nombre d'essais afin d'étudier l'influence des différents paramètres, de tester la reproductibilité des essais, et de quantifier le comportement mécanique des joints. Dans cette partie, nous présentons l'effet du nombre des ponts rocheux, de la contrainte normale, de la géométrie et de l'inclinaison des ponts rocheux sur le comportement des joints. Les différents essais mettant en évidence la reproductibilité sont présentés en annexe C (figures C - 1 à C - 6).

2.7.3.1 Effet de la contrainte normale

Tous les essais ayant la même tendance, nous choisissons deux géométries (18rb-Sawtooth A et 25rb-Planar) et nous représentons quatre essais de chaque géométrie, chacun correspondant à un niveau de contrainte normale (figure 2.25). Les autres essais sont présentés en annexe C. Comme attendu, la résistance au cisaillement augmente avec la contrainte normale. En effet, plus l'effort normal augmente, plus il est difficile d'initier le cisaillement et donc plus l'effort tangentiel nécessaire pour rompre les ponts augmente. Il est remarquable aussi qu'à contraintes normales élevées, l'allure de la courbe au pic s'arrondit et le déplacement tangentiel associé au pic augmente.

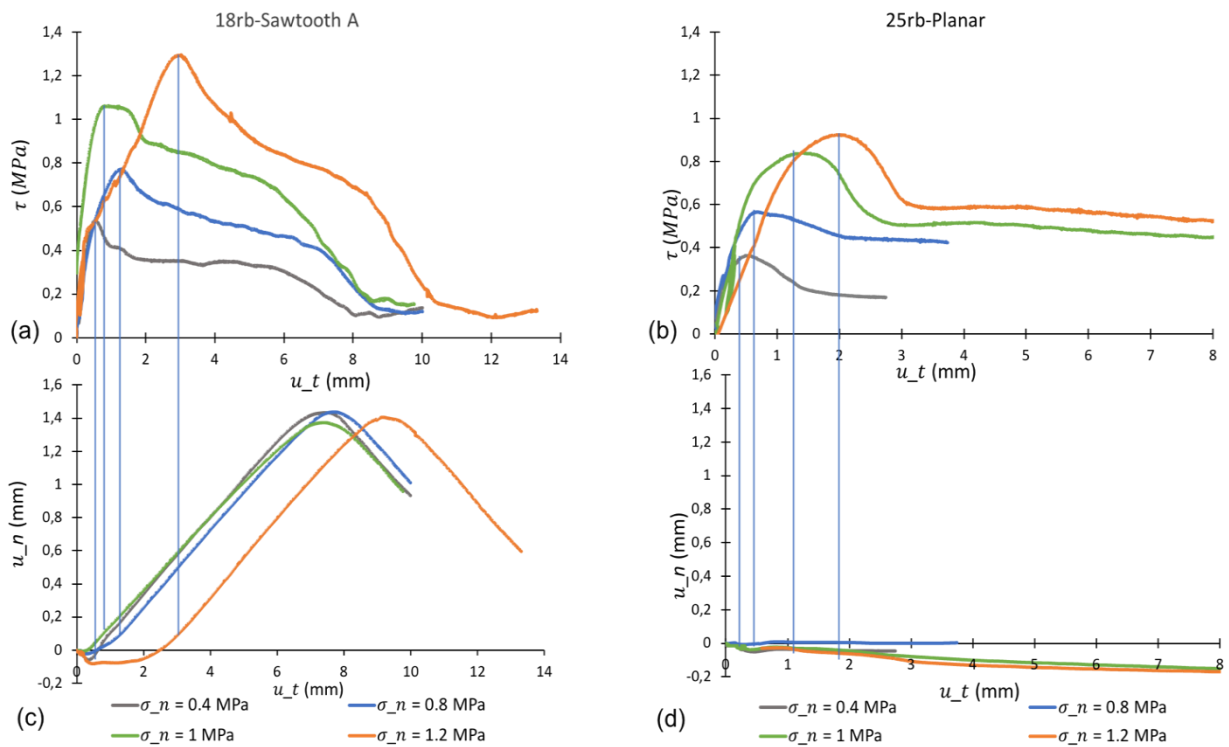


Figure 2.25 : Comportement mécanique des éprouvettes 18rb-Sawtooth A (a et c) et 25rb-Planar (b et d) sous contraintes normales différentes. Les lignes verticales permettent de préciser la localisation de l'angle de dilatance au pic.

Tableau 2.8 : valeurs des angles de dilatance au pic et post-pic pour les différentes contraintes normales appliquées au joint 18rb-Sawtooth A.

18rb-Sawtooth A	$\sigma_n=0,4$ MPa	$\sigma_n=0,8$ MPa	$\sigma_n=1$ MPa	$\sigma_n=1,2$ MPa
i_{pic} [°]	9,46	14,04	12,53	11,30
$i_{post-pic}$ [°]	13,05	14,53	12,1	14,91

2.7.3.2 Effet du nombre de ponts rocheux

La présence de ponts rocheux au niveau d'une discontinuité rocheuse affecte les propriétés mécaniques des joints en leur assurant une cohésion, et par suite une résistance plus élevées.

Bien que les ponts rocheux naturels n'aient pas une géométrie régulière (Elmo *et al.*, 2018), nous les représenterons dans cette étude par des cylindres de 2,5 mm de diamètres et de 0,4 mm de hauteur, distribués symétriquement sur la surface des joints. Ces choix permettent de contrôler l'effet des ponts sur le comportement des joints artificiels en diminuant les paramètres à étudier (forme et répartition des ponts). Dans la nature, le pourcentage des ponts rocheux repérés sur un plan de glissement après sa rupture pourrait être entre 0,2 et 5% selon Frayssines et Hantz, 2009. En se basant sur ces pourcentages, nous avons défini les limites maximales et minimales des ponts modélisés dans nos éprouvettes. L'éprouvette contenant le plus de ponts rocheux (126rb) correspond à un pourcentage de 5,7% de ponts, et celle contenant le moins de ponts (9rb), contient 0,44% de ponts en surface. Les éprouvettes modélisées permettent donc de balayer a priori tout l'intervalle défini

naturellement. La figure 2.26 représente le comportement mécanique des joints plans et en dents de scies, sous une contrainte normale de 0,4 MPa, pour des nombres différents de ponts rocheux N_{rb} . On observe pour les deux géométries des joints que la résistance maximale augmente avec le nombre de ponts rocheux. En augmentant le nombre de ponts rocheux, la surface de continuité de la matrice augmente ce qui nécessite un effort plus important pour rompre cette liaison entre les épontes. Quant à la valeur résiduelle, elle est du même ordre de grandeur pour toutes les éprouvettes d'une même géométrie, quel que soit le nombre de ponts rocheux. Ceci permet de valider l'hypothèse que la cohésion du joint est assurée par la présence des ponts, et qu'elle sera perdue après la rupture des ponts. Ces résultats sont cohérents avec la littérature (e.g. Einstein *et al.*, 1983 ; Sturzenegger and Stead, 2012 ; Bonilla–Sierra *et al.*, 2015). La quantification de l'effet des ponts est présentée dans la section 2.7.4 – partie A, proposant un critère de rupture de ces joints.

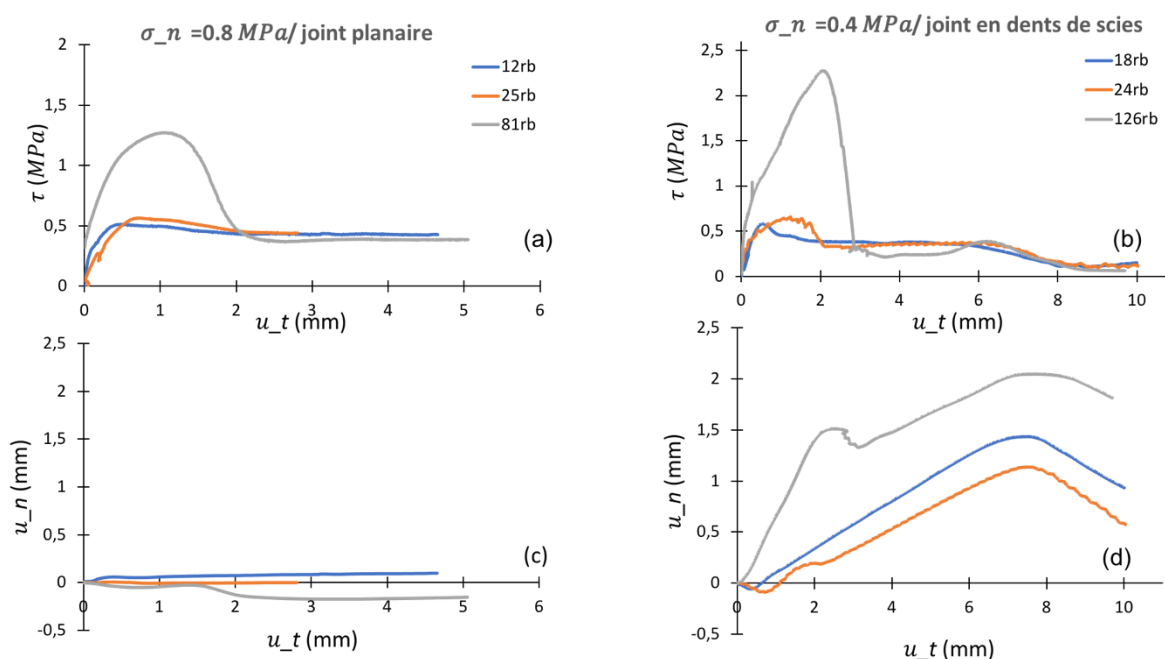


Figure 2.26 : Essais de cisaillement sur les géométries planaire (a et c) et en dents de scies (b et d), à contrainte normale constante de valeur 0,4 MPa, en faisant varier le nombre de ponts rocheux.

2.7.3.3 Effet de la géométrie

Dans cette partie, nous présentons l'effet de la géométrie (rugosité) sur le comportement mécanique des joints. La figure 2.27 montre le résultat de l'essai de cisaillement sur quatre géométries différentes au même niveau de contrainte normale (0,4 MPa). 16rb et 9rb sont cisailées dans une direction telle que l'aspérité fait un angle droit avec la direction de l'effort tangentiel. Nous remarquons que ces deux éprouvettes possèdent la résistance tangentielle la plus élevée (1,4-1,5 MPa) par rapport à la géométrie en dents de scies où les aspérités sont inclinées de 15° (0,7 MPa) et par rapport au joint planaire (0,35 MPa). Mécaniquement, les joints inclinés de 90° ont un effet de butée qui s'oppose au déplacement horizontal. Les joints inclinés s'opposent également au glissement en permettant de mobiliser un frottement plus important que sur un joint lisse. Par ailleurs, on constate que la déformation au pic, pour les éprouvettes dont les aspérités sont à 90° , augmente proportionnellement plus que la contrainte maximale. Cet effet est probablement lié à la plastification des épontes supérieure et inférieure en butée (figure 2.28).

Le résultat des courbes de dilatances est cohérent avec la géométrie des joints :

- 25rb est un joint planaire, lisse, donc pas de dilatance observée ;
- 24rb est un joint avec des aspérités à 15°, la dilatance obtenue est de 13,6° en moyenne ce qui correspond aux modèles simplifiés considérant que la dilatance est égale à l'angle des aspérités pour les géométries simplifiées. La diminution du déplacement normal correspond au déplacement sur la face descendante de l'aspérité ;
- 9rb est formé par des aspérités régulières ayant la forme d'un triangle rectangle. Une fois l'effet de butée passé, lié à l'inclinaison à 87% des rugosités mobilisées, l'éponte supérieure glisse sur l'éponte inférieure selon un angle associé à une contractance ;
- 16rb : le comportement au début de l'essai est identique à celui de 9rb. Cependant, une fois l'effet de butée passé, le déplacement reste constant parce que la pente des aspérités de cette éprouvette est horizontale.

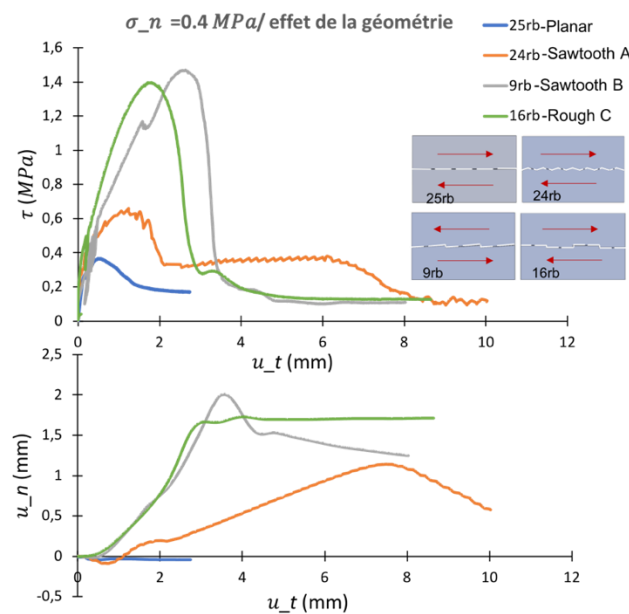


Figure 2.27 : Comparaison entre les comportements en cisaillement des éprouvettes sous une même contrainte normale, en fonction de la géométrie du joint et l'angle des aspérités.



Figure 2.28 : État des aspérités ayant un angle de 90° environ au cours du cisaillement. Les aspérités sont écrasées et déformées sur leur coin sous l'effet de concentration des contraintes.

2.7.3.4 Effet de la poudre

La technique de fabrication additive utilisée (SLS) ainsi que la géométrie des joints consistant à lier les épontes par des ponts rocheux de 0,4mm d'épaisseur impose que le joint soit rempli par la poudre non fondue restant du processus de fabrication. Cette poudre n'est pas gênante surtout que les joints naturels peuvent contenir un remplissage. Cependant, afin de comprendre quel est l'effet de cette poudre et quelle est son influence sur le comportement mécanique du joint, nous avons réalisé des essais de cisaillement sans poudre. Pour cela, nous avons pris une éprouvette planaire 25rb déjà cisailée (donc les ponts sont cassés et les deux épontes du joint sont séparées). L'éprouvette était resoumise au cisaillement après élimination de la poudre, à différentes contraintes normales. Le résultat à 0,4 MPa est présenté dans la figure 2.29. Il est remarquable que la courbe des contraintes tangentielles en fonction de déplacement horizontal ne présente pas de pic, ce qui confirme encore une fois que les ponts sont responsables de la résistance au pic. De même, la contrainte à la fin de l'essai pour le joint sans poudre est plus faible que pour le joint avec poudre. La poudre a donc pour effet d'augmenter l'angle de frottement de la discontinuité ($\varphi_{j,r} = 24,1$ en présence de la poudre, et 17 en absence de poudre, tableau 2.9), alors qu'un résultat opposé aurait pu être attendu compte tenu de la géométrie sphérique des particules de poudre. Sa présence intervient indirectement dans l'angle de frottement résiduel du joint et sera prise en compte dans le critère de rupture présenté plus tard dans (cf. 2.7.4 – partie A).

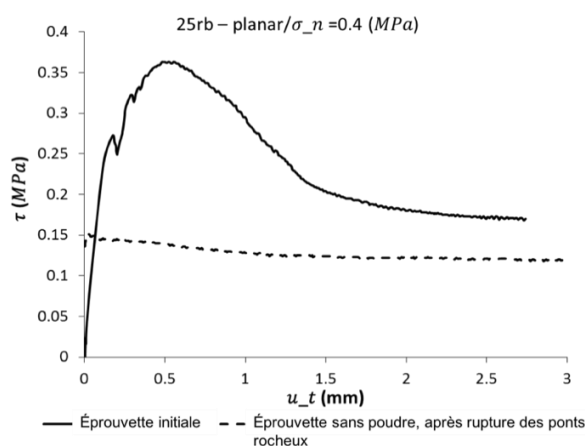


Figure 2.29 : Evolution de la contrainte tangentielle pour un joint contenant de la poudre, avant rupture des ponts rocheux, et pour le même joint après rupture des ponts et élimination de la poudre.

2.7.3.5 Effet de l'orientation des ponts

Les propriétés mécaniques en 3DP dépendent des paramètres de l'impression mais aussi de la position des pièces dans le bac de fabrication et de leur orientation par rapport à la direction du laser et des couches de fabrication (Gibson and Dongping, 1997 ; Saleh *et al.*, 2002). Les éprouvettes testées sont formées par des ponts verticaux, perpendiculaires aux lits de poudre. Toutefois, pour vérifier si la direction des ponts rocheux par rapport à la direction d'impression a une influence sur le comportement mécanique des joints, deux éprouvettes ayant une géométrie identique à celle de 25rb sont imprimées avec des ponts rocheux ayant une orientation de $+45^\circ$ (25rb $45^\circ<$) et $45^\circ/\pi-45^\circ$ (25rb $45^\circ>$). Nous nous attendons à avoir une résistance plus élevée. Les images MEB prises pour des cubes imprimés verticalement et contenant des structures inclinées (discontinuités) montrent que

l'ouverture des discontinuités inclinées est plus petite que celle des discontinuités horizontales, et par suite le volume fondu solide est plus important. Par analogie aux ponts, nous nous attendons à avoir une section des ponts inclinés plus grande, et donc plus résistante. De plus, du fait de la direction de cisaillement (figure 2.20), la section des ponts qui subit l'effort tangentiel est plus importante que celle dans le cas où les ponts sont verticaux. Ceci est mis en évidence dans le résultat présenté sur la figure 2.30. Pour les courbes de dilatance, les amplitudes obtenues sont de l'ordre de 0,02mm, et donc peuvent être considérées nulles pour les 3 éprouvettes. Nous nous sommes limités dans notre étude à cette vérification, sans faire une étude paramétrique détaillée de l'influence des orientations d'impression, et sans quantifier cet effet.

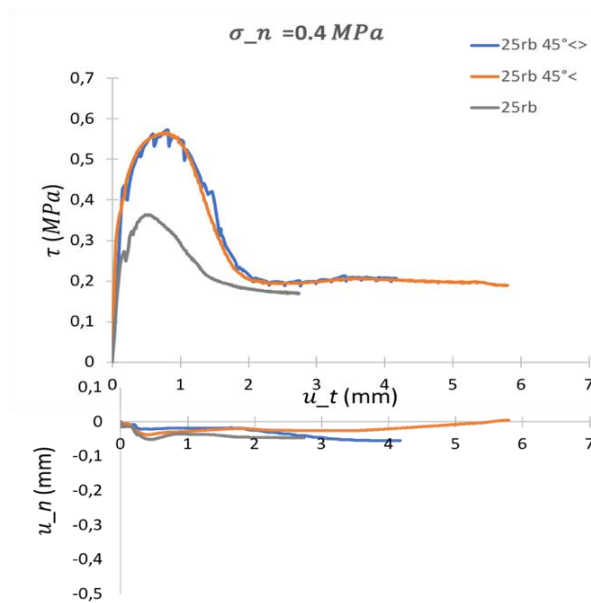


Figure 2.30 : Etude de l'effet de l'inclinaison des ponts en comparant le comportement des joints planaires contenant chacun 25 ponts, ayant des inclinaisons différentes.

2.7.4 Critère de rupture

L'influence générale des différents paramètres a été mise en évidence dans la partie précédente, en comparant les résultats des différents essais et en analysant le comportement de quelques cas considérés extrêmes (nombre de ponts rocheux, inclinaison des rugosités). Le résultat principal de ces analyses consiste à confirmer la capacité des joints artificiels en SLS à reproduire le comportement global typique des joints rocheux. La deuxième étape de ce travail est de vérifier si les résultats obtenus respectent les critères de rupture classiquement utilisés en mécanique des roches, et de quantifier les paramètres mécaniques de ces joints, notamment leur angle de frottement et cohésion.

Les géométries présentées précédemment sont des géométries simplifiées et régulières. Cela nous a poussé dans un premier temps à appliquer le critère de Coulomb aux géométries 12rb-25rb (Planar) et 18rb - 24rb (Sawtooth A). Le choix d'application du critère linéaire à ces géométries est justifié par le nombre d'essais testés à 4 niveaux de contraintes normales différents.

Le critère de Coulomb (cf. 1.4.2.2.4) est présenté par les expressions (Eqs. 2.8-2.9) :

$$\tau_{pic} = \sigma_n \tan(\varphi_{j,b}) + c_j \quad (2.8)$$

$$\tau_{res} = \sigma_n \tan(\varphi_{j,r}) \quad (2.9)$$

Avec τ_{pic} la contrainte tangentielle maximale obtenue au cours de l'essai (en MPa) et τ_{res} la contrainte tangentielle résiduelle (en MPa), $\varphi_{j,b}$ et $\varphi_{j,r}$ les angles de frottement de base et résiduel respectivement, et c_j la cohésion du joint (en MPa). Pour les éprouvettes à géométrie plane, la contrainte résiduelle prend la valeur du palier atteint après rupture des ponts rocheux. Pour les éprouvettes en dents de scies, la détermination de cette valeur est plus compliquée. Certains essais montrent un palier net avant le passage à la phase II de descente sur l'aspérité, traduit par une diminution de contrainte tangentielle (figure 2.31, 18rb-Sawtooth A ; 0,4MPa). La valeur de τ_{res} dans ce cas est celle du palier. Cependant, dans la majorité des essais, la transition entre le pic et la phase II ne passe pas par un palier, et donc la détermination d'une valeur résiduelle n'est pas évidente. Le choix fait dans ce travail est de considérer une valeur moyenne entre le début et la fin de la partie linéaire de la pente descendante après la chute du pic. Dans la figure 2.31, la valeur τ_{res} pour 18rb-0,8MPa sera

$$(\tau_{(1)} + \tau_{(2)})/2.$$

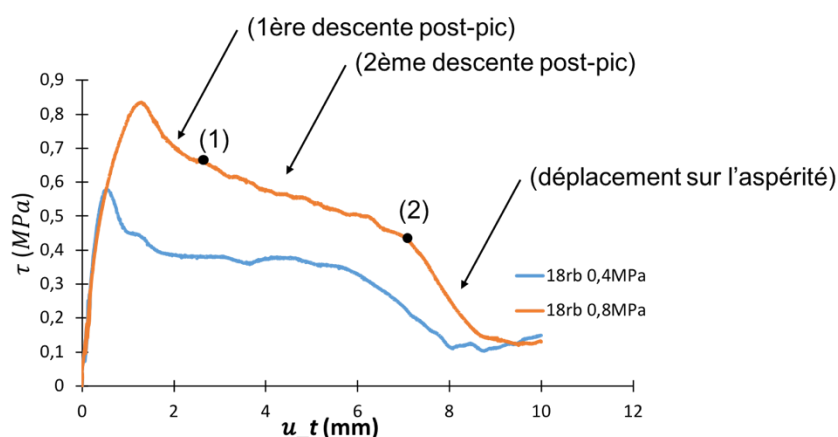


Figure 2.31 : Identification de la phase résiduelle sur des essais de cisaillement des éprouvettes en dents de scies (18rb-Sawtooth A).

Les résultats des valeurs pics et résiduelles des essais sont présentés dans un tableau récapitulatif (annexe C, tableau C – 1). A partir de ces valeurs, une régression linéaire est réalisée pour obtenir les valeurs les plus représentatives des paramètres du critère de Coulomb. L'application de la régression linéaire aux résultats des essais sont présentés dans la figure 2.32 et dans le tableau 2.9. Un R^2 est calculé correspondant au ratio de la variance expliquée par la variance totale au pic (R_{pic}^2) et à la phase résiduelle (R_{res}^2).

Tableau 2.9 : Coefficients de régressions linéaire, au pic et au résiduel, des éprouvettes 12rb, 25rb, 18rb et 24rb.

Éprouvette	c_j [MPa]	φ_j [°]	R_{pic}^2	$\varphi_{j,r}$ [°]	R_{res}^2
18rb-Sawtooth A	0,1368	41,9	0,96	35,1	0,67
24rb-Sawtooth A	0,27	39,8	0,82	35,4	0,89
12rb-Planar	0,036	31,4	0,9	26,2	0,75
25rb-Planar	0,0655	36,6	0,87	24,1	0,75
25rb sans poudre		17	0,97	--	--

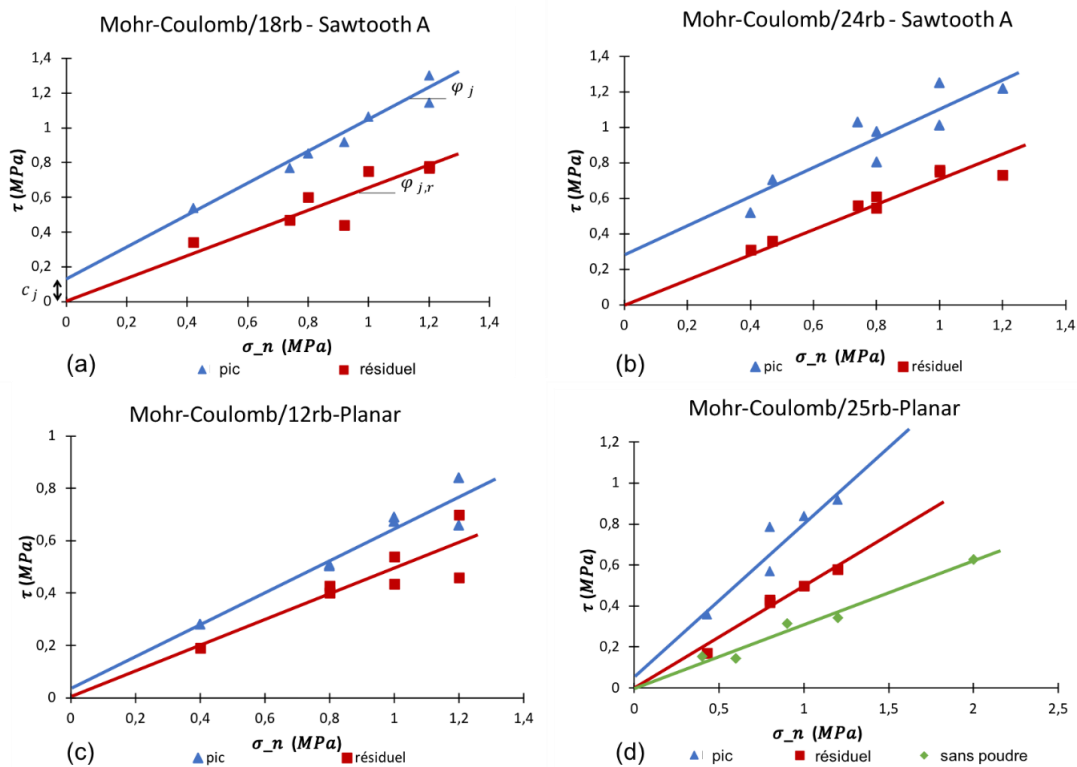


Figure 2.32 : Résultats des régressions linéaires, selon le critère de rupture Coulomb, au pic et à la phase résiduelle, pour les joints (a) 18rb-SawtoothA, (b) 24rb-SawtoothA, (c) 12rb-Planar et (d) 25rb-Planar.

Les résultats montrent, pour un faible niveau de contraintes normales appliquées (entre 0,4 et 1,2 MPa) une bonne corrélation linéaire entre la contrainte tangentielle et la contrainte normale, surtout pour la résistance au pic ($0,82 \leq R_{pic}^2 \leq 0,97$). Le critère résiduel passe par l'origine (0,0) sous l'hypothèse qu'après la rupture des ponts, le joint perd sa cohésion. Les angles de frottement des joints en dents de scies sont supérieurs à ceux des joints planaires, ce qui est cohérent avec la littérature. Cependant, la différence entre les angles de frottement est plus faible que l'angle de l'aspérité (15°) (tableau 2.9). Nous retrouvons de même l'effet de la poudre expliqué précédemment dans la partie 2.7.3.4 : la poudre augmente le frottement des joints. En absence de poudre, l'angle de frottement est plus faible que l'angle en présence de poudre, dans les phases pic et post-pic. Le critère de Coulomb, bien qu'il donne une idée générale sur la corrélation entre τ et σ_n , n'est pas capable de prendre en compte explicitement l'effet des aspérités et du nombre de ponts rocheux.

Un autre critère, utilisé pour les joints ayant des aspérités régulières, est le critère de Patton, 1966. Ce critère bilinéaire distingue deux modes de comportement des joints. A faible contraintes normales, un glissement le long des aspérités a lieu. A partir d'une certaine contrainte normale de transition, les aspérités sont broyées et subissent une rupture (cf. 1.4.2.2.4.2). De ce fait, le critère de Patton n'est pas applicable à notre cas étant donné que nos aspérités restent intactes.

De ce fait, et pour surmonter ces problèmes, nous proposons un critère de rupture basé sur un modèle statistique. Les paramètres du problème sont : N_{rb} (nombre de ponts), contrainte normale appliquée et l'angle de l'aspérité. La base de données utilisée est formée de 36 essais. Les essais avec des ponts inclinés et des rugosités droites ne sont pas pris en compte dans cette étude statistique, car ils correspondent à des cas extrêmes, statistiquement non significatifs dans le plan d'expériences. Le modèle le plus statistiquement significatif est le suivant (Eqs. 2.10-2.11) :

$$\tau_{pic} = \sigma_n \tan(23,5 + \theta) + 0,0135 N_{rb} \text{ avec } R^2 = 0,982 \quad (2.10)$$

$$\tau_{res} = \tan(21,8 + \theta) \sigma_n \text{ avec } R^2 = 0,938 \quad (2.11)$$

Les paramètres statistiques validant ce modèle sont présentés dans le tableau 2.10.

Tableau 2.10 : Paramètres statistiques du critère de rupture proposé au pic et au résiduel.

	Estimation	Erreur type	t-Statistique	P-value
φ_j [°]	$23,5 + \theta$	0,0245	16,79	$8,42 \times 10^{-17}$
c_j [MPa]	$0,0135 N_{rb}$	0,00068	19,77	$9,24 \times 10^{-19}$
$\varphi_{j,r}$ [°]	$21,8 + \theta$	0,0126	30,43	$1,17 \times 10^{-24}$

Un test de Student permet de vérifier que chaque paramètre est statistiquement significatif. La P-value renseigne sur la probabilité que l'hypothèse nulle soit vérifiée, c'est-à-dire l'hypothèse que les corrélations observées soient le fruit du hasard et que la valeur réelle du coefficient (estimate) soit nulle. Ceci est très largement vérifié pour les 3 paramètres φ_j , $\varphi_{j,r}$ et c_j , dans la mesure où la P-value est très faible.

L'application de ces valeurs aux quatre géométries principalement étudiées donne les résultats du tableau 2.11 :

Tableau 2.11 : Valeurs de la cohésion et l'angle de frottement des joints, pic et résiduel, pour les géométries 18rb, 24rb, 12rb et 25rb, déduites du critère statistique proposé.

Sample	c_j [MPa]	$\varphi_j = \varphi_b + \theta$ [°]	$\varphi_{j,r}$ [°]
18rb-Sawtooth A	0,243	38,5	36,8
24rb-Sawtooth A	0,324	38,5	36,8
12rb-Planar	0,162	23,5	21,8
25rb-Planar	0,337	23,5	21,8

Le critère au pic proposé est composé de deux parties. La première est liée à l'angle de frottement du joint φ_j formé par la combinaison de l'angle de frottement de base du joint $\varphi_b=23,5$ et de l'angle de l'aspérité θ . Cette représentation est similaire au critère bilinéaire de Patton, avant rupture des aspérités. La deuxième est fonction du nombre des ponts rocheux qui assurent une cohésion au joint ($0,0135N_{rb}$). Le paramètre « $0,0135N_{rb}$ » représente la cohésion des ponts rocheux. Le facteur 0,0135 est de ce fait la cohésion unitaire d'un pont rocheux cylindrique de 2,5 mm de diamètre existant au niveau d'un joint de surface 100 cm^2 . La représentation explicite de la cohésion en fonction du nombre de ponts rocheux permet de valider l'influence des ponts sur les joints rocheux et est en accord avec les travaux de la littérature suggérant que les joints non persistants possèdent des cohésions plus élevées que les joints persistants, grâce à la présence des ponts rocheux. A noter que cette cohésion est similaire à la cohésion proposée par la formulation de Jennings, 1970 en considérant que le joint sans ponts a une cohésion nulle. Cependant, les résultats obtenus ne permettent pas d'obtenir un angle de frottement qui respecte la formulation de Jennings et qui soit statistiquement significatif.

Le critère résiduel est écrit en fonction de l'angle de frottement résiduel $\varphi_{j,r}$, qui pareillement à l'angle de frottement au pic, est formé par une combinaison d'un angle de frottement résiduel pour un joint planaire et de l'angle de l'aspérité. Il est estimé à $21,8^\circ$ en absence d'aspérités, légèrement inférieur à l'angle de base sans aspérités ($23,5^\circ$). Généralement, dans la nature, l'angle de frottement de base est du même ordre de grandeur que l'angle résiduel, à quelques degrés près. La différence est classiquement liée à la présence des débris résultants de la dégradation des aspérités. Dans notre cas, la différence entre les deux angles est négligeable (moins de 2°) parce qu'il n'y a pas de rupture des aspérités. Cette différence peut être liée au frottement sur quelques points de la surface du joint comme nous l'avons montré sur la figure 2.23.

Une comparaison entre ces valeurs et les propriétés des roches et joints naturelles, et une discussion détaillée sur l'application de ces joints en modélisation physique sont présentées dans le chapitre 4.

2.7.5 Comportement des éprouvettes fabriquées par stratoconception

Comme présenté dans la partie 2.2.3, une petite application de la stratoconception est réalisée dans le cadre de ce travail, pour tester une technique permettant de réaliser des volumes de fabrications plus importants et donc plus pratiques pour le modèle réduit de 2m^3 .

Bien que le modèle CAO soit le même que celui utilisé de la partie précédente (joints planaires et dents de scie), la conception des éprouvettes fabriquées en stratoconception est différente de celles construites en SLS. La méthodologie consiste à construire la pièce finale en emboîtant deux demi-pièces, chacune construite dans une plaque épaisse. Une des deux demi-boîtes dispose de plots de jonctions, et l'autre de logements prêts à recevoir ces plots constituant les ponts rocheux. Les deux parties s'emboîtent l'une à l'autre et sont maintenues par un collage spécifique au matériau utilisé. Des modifications du modèle initial sont donc nécessaires pour réaliser cette pièce sans affecter le comportement mécanique des pièces. Les plots imbricables sont construits sur une rehausse de 4 dixièmes de millimètres constituant l'ouverture du joint. Ainsi, la plaque comportant les trous vient se poser sur sa jumelle au niveau de ces rehausses. Un jeu est prévu au niveau de chaque arbre/alésage afin de garantir le passage de la future colle utilisée. De plus, un espacement est créé entre le fond de chaque plot et son trou respectif, dans le même but, mais également pour s'assurer

que la plaque pose bien sur les rehausses de chaque pont. Ces modifications, simples à appliquer aux joints planaires, sont difficiles à appliquer aux joints en dents de scies à cause des angles des aspérités (figure 2.33). Le CIRTES a procédé à des modélisations numériques afin d'optimiser cette zone, puis ils ont testé leur modèle avec un matériau facile à mettre en œuvre : le LAB haute densité (figure 2.34). Du point de vue géométrique, les résultats sont conformes à la théorie avec une ouverture moyenne des joints de 0,44 mm (+10%) pour les joints planaires et de 0,48mm (+20%) pour les joints en dents de scies. Ces valeurs sont obtenues à partir des mesures réalisées à l'aide d'un microscope optique.

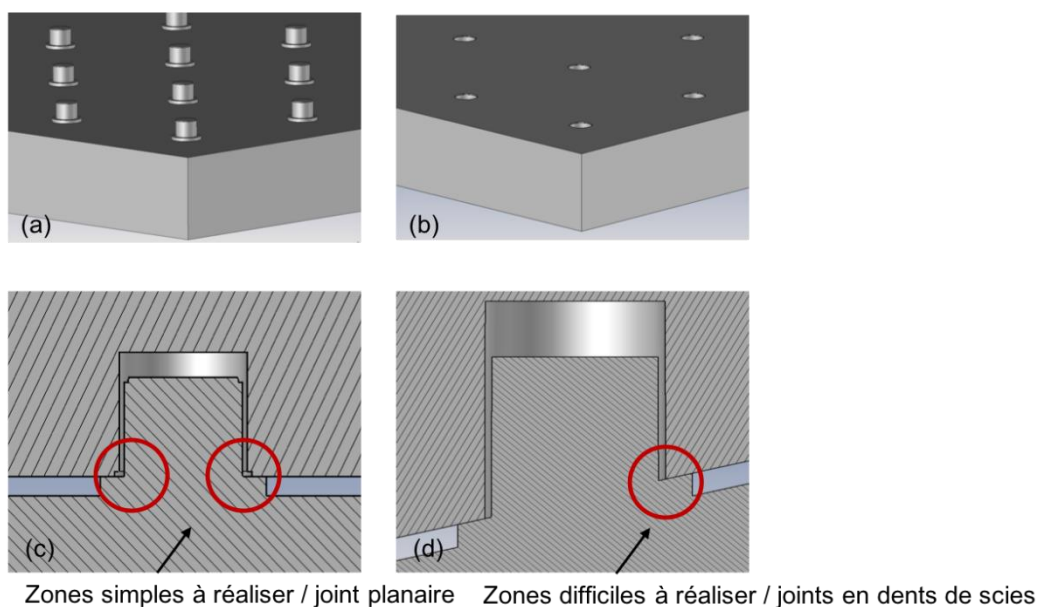


Figure 2.33 : Concept de fabrication des joints par stratoconception (a et b), et zoom au niveau des ponts sur les zones pouvant présenter des difficultés de fabrication (c et d).

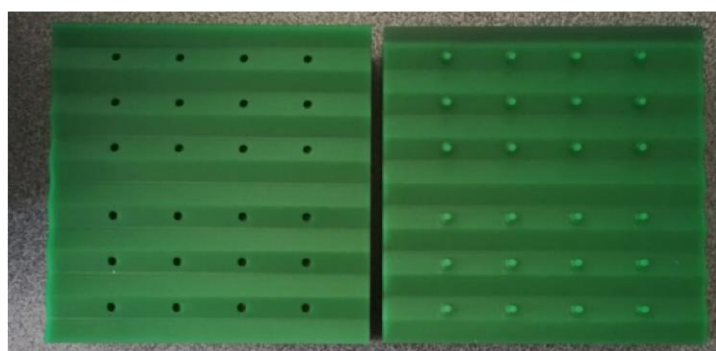


Figure 2.34 : Joint en LAB haute densité construit par stratoconception, avant l'ajout de la colle et l'imbrication du joint.

Le processus de fabrication étant validé, le CIRTES a ensuite appliqué la même démarche de fabrication au PA12. Cependant, l'utilisation de ce matériau est plus compliquée et les premières tentatives montrent de grandes déformations convexes, la matière étant soumise à d'importantes contraintes internes (figure 2.35). Un deuxième problème d'utilisation de ce matériau en stratoconception, pour ces géométries, est celui de l'espacement du joint non uniforme sur toute la surface, et pouvant varier entre 0,4 et 0,8mm : La matière a tendance à laisser des bavures. Ces fines

pellicules viennent s'intercaler entre la rehausse des plots et la face venant au contact de ces géométries et causent cette variation d'ouverture du joint.



Figure 2.35 : Déformations externes sur les éprouvettes construites en PA12 par stratoconception.

Au final, cinq éprouvettes, géométriquement conformes au cahier de charge ont été fabriquées pour être testés sous cisaillement :

- 25rb PA12 à 0,8MPa
- 25rb LAB haute densité à 0,8MPa
- 12rb LAB haute densité à 0,8MPa
- 24rb LAB haute densité à 0,8MPa (figure 2.36b)
- 24rb PA12 à 0,8MPa (figure 2.36a)

Nous testons les deux matériaux pour comparer leur comportement sous cisaillement : si les deux matériaux, sous la configuration des joints contenant des ponts, donnent le même résultat pour les mêmes contraintes normales, ceci permettra d'utiliser le LAB haute densité qui présente une mise en œuvre plus simple et plus rapide, sous réserve que les résultats soient aussi comparables aux résultats validés par la SLS. L'utilisation du LAB haute densité permet de gagner du temps et de travailler avec un matériau bien maîtrisé par Cirtes.

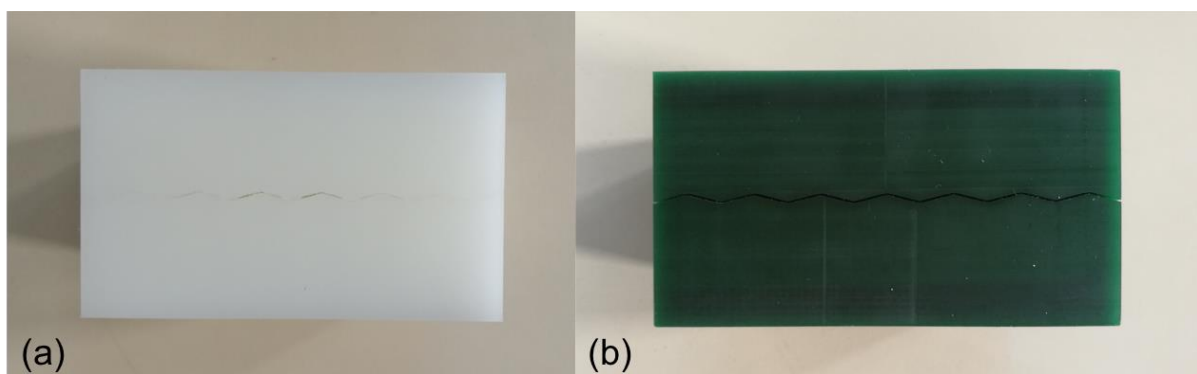


Figure 2.36 : Géométries finales obtenues par stratoconception pour des joints (a) en PA12 et (b) en LAB haute densité.

Les éprouvettes sont moulées selon la même procédure que les éprouvettes SLS avant de procéder au cisaillement. Les résultats obtenus pour les 2 matériaux sont comparés aux résultats des éprouvettes imprimées par frittage laser (figure 2.37).

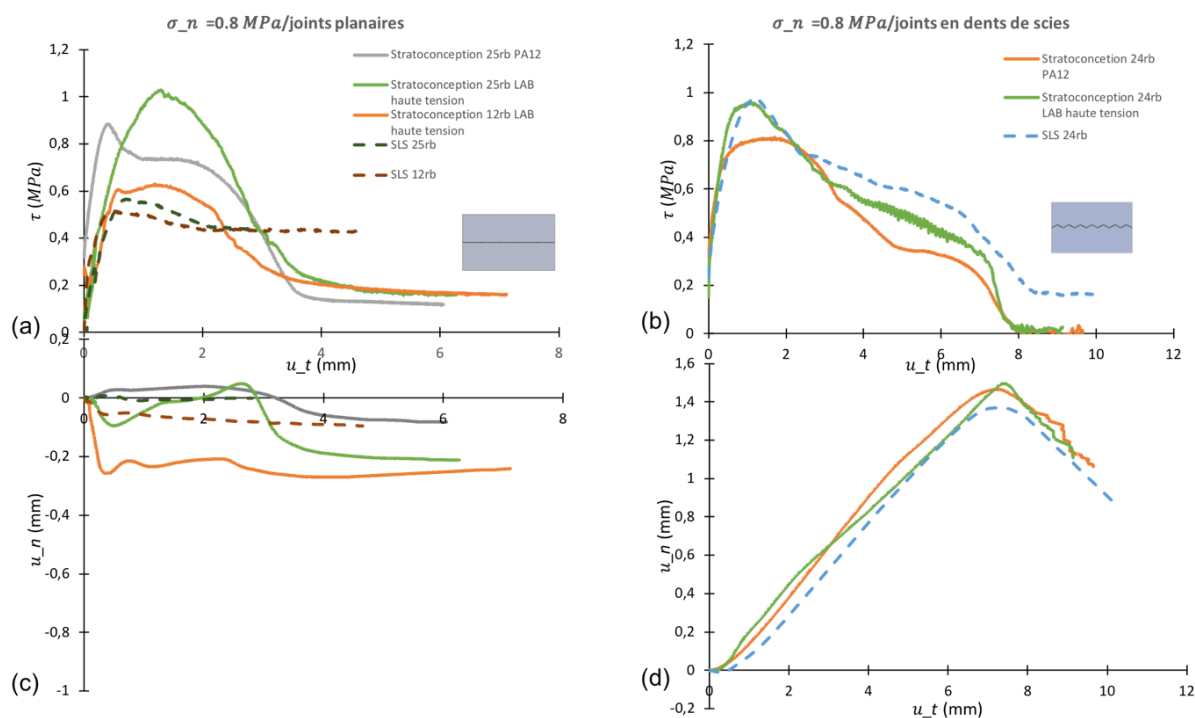


Figure 2.37 : Comparaison entre les résultats des essais de cisaillement réalisés sur des éprouvettes planaires (a et c) et en dents de scies (b et d), fabriquées en SLS et stratoconception.

Les joints planaires fabriqués par stratoconception présentent une résistance plus élevée que celle des joints fabriqués par SLS. La résistance résiduelle de ces joints est cependant plus faible. Ceci est expliqué par l'absence de poudre. Les courbes de dilatance montrent une contractance plus importante pour les joints fabriqués par stratoconception. Les joints construits par SLS contiennent de la poudre. Lorsqu'ils se ferment, ils compriment la poudre qui occupent un volume du joint. Ce volume est vide dans les joints en stratoconception (absence de poudre), et par suite, une fois les ponts rompus, les deux épontes ont tendance à se fermer plus que les épontes construites en SLS.

Concernant le mode de rupture, nous observons que la rupture se produit dans les ponts et non pas au niveau de la colle de jonction, les ponts sont cassés au niveau de leur centre (figure 2.38).

Pour les joints en dents de scies, les valeurs de pic obtenus et de dilatance sont du même ordre de grandeur que pour les joints en SLS. Les valeurs de contraintes résiduelles sont plus faibles comptes tenus de l'absence de poudre.

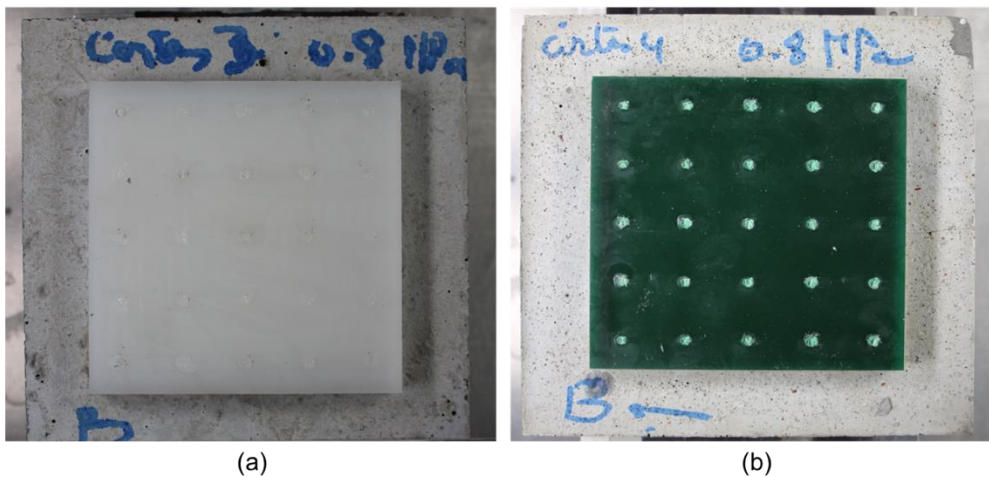


Figure 2.38 : Épontes des éprouvettes de cisaillement en PA12 (a) et LAB haute densité (b) après rupture des ponts. Les figures montrent que les ponts sont cisailés, la rupture a lieu dans le matériau et non pas au niveau de la colle.

Les résultats montrent tout d'abord qu'il est possible de construire des joints contenant des ponts par stratoconception, en utilisant la technique d'emboîtement des épontes et leur jonction par la colle. Sur le plan mécanique, un écart et des différences entre les deux techniques de fabrication additive sont obtenus, même pour un même matériau. Nous avons choisi, dans le cadre de ce travail de recherche, de se limiter à ces résultats sans développer davantage l'application de cette technologie à la mécanique des roches. Toutefois, il serait intéressant d'élargir les études sur la stratoconception, pour profiter de sa capacité à reproduire des volumes importants : la possibilité de construire plusieurs parties emboîtées les unes dans les autres qui était validée par ces essais constitue un point fort à développer. Une des idées à tester sera de combiner les deux techniques : SLS et stratoconception, dans un seul modèle. Les parties formées par les discontinuités et les structures nécessitant des détails inférieurs au mm seront construites par SLS, et puis combinées avec des blocs construits par stratoconception à l'aide des techniques d'emboîtement similaires à celle utilisée pour les ponts, mais pour une taille plus importante. Ces études nécessitent une caractérisation des jonctions et de la colle à utiliser pour que les interfaces entre les deux technologies n'aient pas d'influences non contrôlées et non désirables sur le comportement global du modèle réduit.

Dans la section 2.7 de cette partie, des joints contenant des ponts rocheux et ayant des géométries simplifiées, planaires ou en dents de scies réguliers, sont testés sous essais de cisaillement. Ces essais ont permis de reproduire des comportements similaires à ceux des joints rocheux naturels. Ils ont mis en évidence le lien entre les ponts rocheux et la cohésion, et le rôle que jouent les aspérités dans la résistance globale du joint. L'effet de ces paramètres est quantifié et pris en compte dans un critère de rupture proposé à la base des 41 essais de cisaillement. Cependant, ces géométries sont simplifiées par rapport à la rugosité naturelle plus complexe qui a une influence directe sur le comportement mécanique des joints sous cisaillement. Afin de s'approcher de plus en plus de la réalité, nous testons dans la partie suivante des joints construits par SLS et ayant des surfaces similaires aux rugosités naturelles.

2.8 Essais de cisaillement sur des joints à JRC contrôlé

L'effet des rugosités est pris en compte dans les critères de rupture (e.g. le critère de Barton) par l'intermédiaire de paramètres de rugosité, comme le JRC (Joint Roughness Coefficient) (cf. 1.4.2.2.4). Dans le but de mieux prendre en compte l'effet de la rugosité sur le comportement mécanique des joints rocheux, et de s'approcher le plus possible de la réalité dans notre modélisation physique à l'échelle du laboratoire et à l'échelle de l'ouvrage, des joints rocheux artificiels ayant une rugosité plus réaliste que les joints planaires et en dents de scie sont imprimés et testés en cisaillement. La génération de ces surfaces diffère de la méthode utilisée dans la partie précédente. Dans cette partie, nous utilisons l'approche de la dimension fractale/ exposant de Hurst pour générer une surface en fonction de l'écart type des sommets des aspérités et de la dimension fractale. Cette surface est importée ensuite dans le logiciel « Blender ». Sur Blender, la surface est extrudée dans la direction verticale, dans un premier sens, pour former la première éponte, et puis dans le sens opposé pour former la deuxième éponte. A noter que les deux modèles sont séparés et le joint obtenu est un joint ouvert formé par deux épontes imbriquées l'une sur l'autre.

Le code Matlab permet de générer une surface artificielle à partir des paramètres suivants en entrée :

- L'écart type des points du profil dans la direction verticale z
- L'exposant de Hurst H (liée à la dimension fractale D par l'Eq. 1.32)
- La longueur du joint L_x (La surface est considérée carré avec $L_x = L_y$)
- m : nombre de pixels dans la direction x
- n : nombre de pixels dans la direction y

La sortie récupérée est une surface générée statistiquement avec les données rentrées, ainsi que les coordonnées des points générés correspondant à chaque pixel.

Deux points sont à vérifier dans cette partie. Tout d'abord la capacité de la technique SLS à reproduire des surfaces rugueuses ressemblant à des géométries réalistes des joints rocheux. Ensuite, la capacité de ces joints artificiels à reproduire le comportement mécanique des joints rocheux et à respecter le critère de rupture de Barton-Bandis (Eq 2.12-2.13). Deux cas extrêmes sont choisis pour être imprimés et testés. Le premier modèle est imprimé pour $H=0,997$ correspondant à une dimension fractale $D=1,003$ et l'écart type de $0,001$ m. Le deuxième a un exposant de Hurst de $0,65$ correspondant à une dimension fractale $D=1,35$ et un écart type de $0,002$ m. Le choix de faire varier les deux paramètres s'explique par la forte dépendance de la rugosité et du JRC à la dimension fractale et à l'exposant de Hurst, ainsi que la corrélation entre les propriétés statistiques spatiales des points de la surface et sa rugosité (Stigsson et Ivars, 2019). La figure 2.39 montre la différence entre les deux surfaces : la première est une surface presque lisse, avec une étendue $k=6,5$ mm (Eq. 1.28 $k = \max\{Z_i\} - \min\{Z_i\}$), la deuxième est extrêmement rugueuse avec une étendue de $13,4$ mm. Le pixel choisi est de 1 mm.

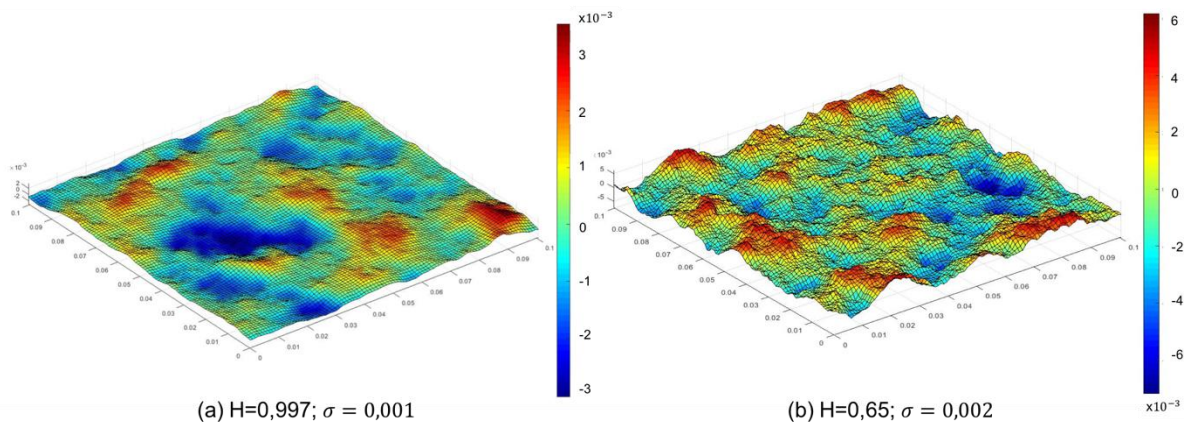


Figure 2.39 : Surfaces générées et imprimées (a) cas lisse avec un JRC = 5 et (b) cas rugueux avec un JRC = 20. Les échelles de couleur s'étendent de -3 à 3 mm pour (a), et de -6 à 6 mm pour (b). Les surfaces des joints font 0,1 x 0,1 m².

Le JRC des joints construits par impression 3D sont calculés à partir des relations empiriques reliant D au JRC, présentées au chapitre 1 et reprises dans le tableau 2.12, appliquées aux valeurs de D considérées (1,003 et 1,35). Les relations donnent pour le joint le plus rugueux à D=1,35 un JRC compris entre 18 et 301060, avec plusieurs valeurs aberrantes. Cependant, la dimension fractale de ces joints n'appartient pas aux intervalles d'application de ces relations, à l'exception d'une seule relation (relation 11 du tableau 2.12, JRC = 18), qui a tendance à sous-estimer les valeurs du JRC (Li et Huang, 2015). De ce fait, nous allons associer un JRC = 20 aux joints les plus rugueux (D=1,35) et on les nommera dans la suite joint/JRC20.

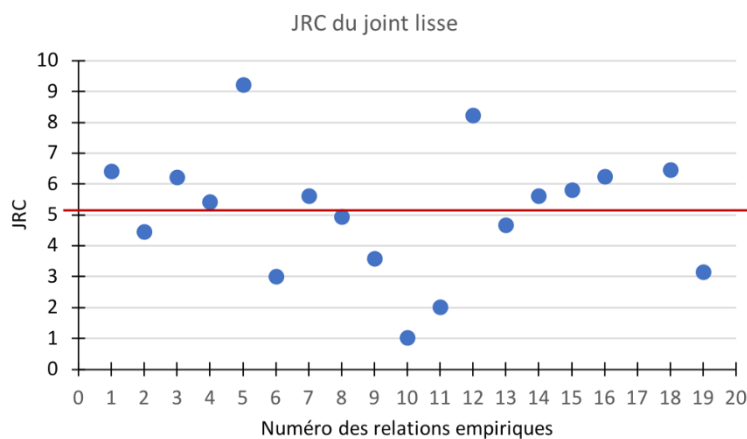


Figure 2.40 : Valeurs du JRC obtenues pour le joint avec D=1,003, pour différentes relations empiriques.

Pour les joints les plus lisses (D=1,003), les relations du tableau 2.12 donne un JRC compris entre 1 et 9,2. La figure 2.40 représente la répartition du JRC en fonction des différentes relations. Les valeurs du JRC obtenues ont une moyenne de 5,1 avec un écart type de 2 (un faible écart de l'ordre d'une classe de JRC maximum). L'une des relations les plus utilisées est celle de Lee *et al.*, 1990, elle donne un JRC de 4,7, du même ordre de grandeur que la moyenne obtenue. Nous affectons donc au JRC une valeur 5. C'est une valeur entière, égale à la moyenne obtenue pour les différentes relations, et respectant la relation la plus classique. Les joints ayant un D=1,003 seront nommés par la suite joint/JRC5.

Huit éprouvettes de chaque géométrie sont fabriquées et moulées pour être cisailées. Le plan détaillé des essais est présenté dans la partie 2.8.2.

Tableau 2.12 : Valeurs du JRC obtenues pour le joint avec $D=1,003$, pour différentes relations empiriques tirée de Li et Huang, 2015. La relation 11 est la seule applicable pour la géométrie à $D=1,65$.

	Relation empirique	Intervalle de D	D = 1,003
1	$JRC = -1138,6 + 1141,6 D$	1,0 - 1,0149	6,4
2	$JRC = -1022,55 + 1023,92 D$	1,0 - 1,0182	4,5
3	$JRC = 209,7517 D - 204,1486$	1,0 - 1,0686	6,2
4	$JRC = 172,206 D - 167,2946$	1,0 - 1,0876	5,4
5	$JRC = 7811778,928 D^3 - 23723041,6842 D^2 + 24014672,3562 D - 8103409,7809$	1,0 - 1,0144	9,2
6	$JRC = 1000 (D - 1)$	1,0 - 1,0200	3
7	$JRC = 1870 (D - 1)$	1,0 - 1,0107	5,6
8	$JRC = 1647 (D - 1)$	1,0 - 1,0121	4,9
9	$JRC = 1195,38 (D - 1)$	1,0 - 1,0167	3,6
10	$JRC = 479,396 (D - 1)^{1,0566}$	1,0 - 1,0495	1,0
11	$JRC = 29,35 (D - 1)^{0,46}$	1,0 - 1,4343	2,0
12	$JRC = 150,5335 (D - 1)^{0,5}$	1,0 - 1,0177	8,2
13	$JRC = -0,87804 + \frac{27,7844(D - 1)}{0,015} - 16,9304 \left(\frac{D - 1}{0,15}\right)^2$	1,0005 - 1,0113	4,7
14	$JRC = 28,5 - \frac{33,18}{1 + 150(D - 1)}$	1,0011 - 1,0194	5,6
15	$JRC = 100(D - 1)^{0,4} \left(1 - \frac{1}{e^{300(D-1)}}\right)$	1,0 - 1,0181	5,8
16	$JRC = \frac{60 (D - 1)^{1,2}}{0,006 + (D - 1)}$	1,0-1,0177	6,3
17	$JRC = 53,7031 (D - 1)^{0,3642}$	1,0 - 1,0664	6,5
18	$JRC = 85,2671 (D - 1)^{0,5679}$	1,0 - 1,0778	3,1

2.8.1 Validation du modèle géométrique

Afin de vérifier la capacité de la SLS à reproduire ces géométries complexes, des mesures profilométriques sont réalisées sur les éprouvettes à l'aide d'un profilomètre, scanner 3D à triangulation laser. La machine tridimensionnelle utilisée est une DEA Gamma associée à un capteur laser Kréon Zéphyr KZ25 instrumenté par le logiciel METROLOGX4. Les scanners 3D à triangulation laser utilisent généralement des lasers à semi-conducteurs, notamment à cause de leur faible coût et de leur taille réduite. Ils sont caractérisés par un faisceau de couleur rouge. Avec ce procédé, la numérisation débute par l'émission d'un faisceau laser rectiligne qui vient se déformer au contact de l'objet. Par le biais de la caméra, le scanner 3D analyse la déformation de la ligne émise par le laser sur les reliefs de l'objet afin de déterminer, à l'aide de calculs trigonométriques, sa position dans l'espace (figure 2.41). L'angle formé entre la caméra et le faisceau du laser, la distance de la caméra à

l'objet ainsi que celle de la source du laser à l'objet (connu en calculant la durée mise par le laser à faire un aller-retour), sont autant de paramètres qui permettent de déterminer les coordonnées spatiales de l'objet. La vitesse de scan est de 5mm/s, et la précision du capteur est de 50 μm .

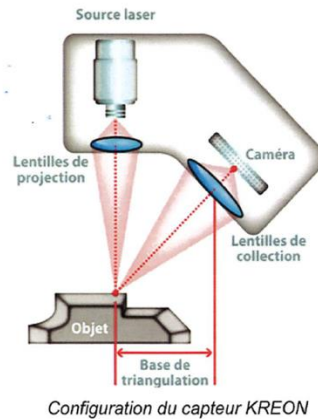


Figure 2.41 : Concept du scanner laser utilisé.

Pour réaliser nos mesures, nous avons fixé notre éprouvette (avant moulage) sur un repère horizontal bien défini. Le scanner optique se déplaçait ensuite horizontalement en émettant le faisceau laser verticalement vers l'objet. Les mesures sont réalisées d'abord selon l'axe des x, puis selon l'axe y, en tournant le palpeur optique de 90°. Les schémas des mesures sont présentés sur la figure 2.42.

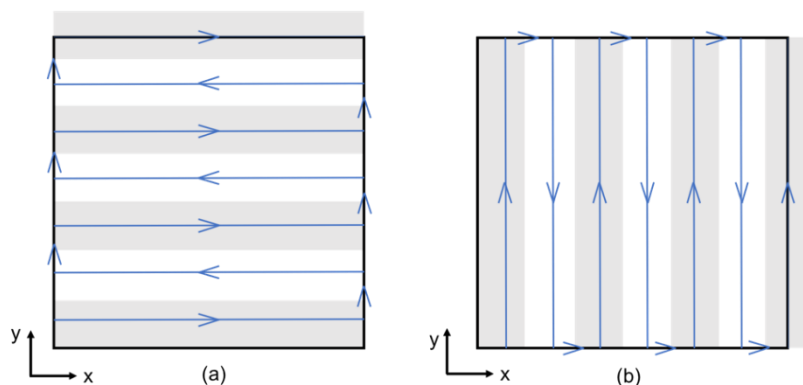


Figure 2.42 : Directions de scan des joints (a) suivant l'axe des x et (b) suivant l'axe des y. Les bandes blanches et grises correspondent aux bandes de points scannés au passage du scanner.

Les résultats obtenus par les mesures scanner sous forme de nuages de points (figure 2.43) sont ensuite superposés aux profils théoriques du modèle CAO des deux joints. Trois éprouvettes de chaque géométrie sont mesurées dans les deux directions horizontales. A noter que la première éprouvette rugueuse est mesurée cinq fois, dans la même position, afin de quantifier l'incertitude liée à la technique de mesure. Les écarts-types entre les mesures d'une même position sont calculés. La moyenne de ces écarts-types du joint JRC20-1 dans la direction x est de 0,028 mm. Son écart-type est de 0,017 mm. Dans la direction y, la moyenne des écart-types est de 0,056 mm avec un écart-type de 0,042 mm. Les résultats des écarts entre les mesures et le modèle théorique sont présentés dans le tableau 2.13. Le lecteur peut se référer à l'annexe F pour une représentation graphique des écarts obtenus.

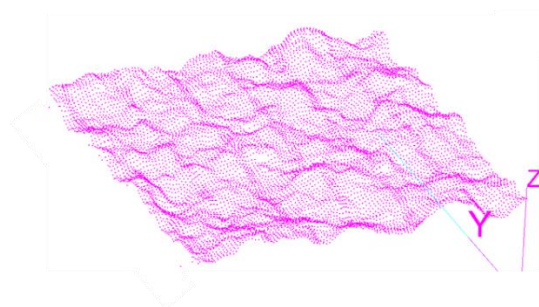


Figure 2.43 : Nuage de points obtenu suite au scan des surfaces de joints. Ce fichier est récupéré aussi sous format « .txt » avec les coordonnées de tous les points.

Tableau 2.13 : Ecart obtenu entre le modèle théorique et les mesures interpolées.

En mm	Min ($Z_{\text{mesuré}} - Z_{\text{théorique}}$)	Max ($Z_{\text{mesuré}} - Z_{\text{théorique}}$)	Mean ($Z_{\text{mesuré}} - Z_{\text{théorique}}$)	Écart type ($Z_{\text{mesuré}} ; Z_{\text{théorique}}$)
JRC20-1ax	-1,01	1,34	4×10^{-3}	0,23
JRC20-1bx	-0,89	1,26	$0,9 \times 10^{-3}$	0,22
JRC20-1cx	-1,1	1,3	5×10^{-3}	0,24
JRC20-1dx	-1,02	1,28	4×10^{-3}	0,22
JRC20-1ex	-1,07	1,29	1×10^{-3}	0,22
JRC20-2x	-1,01	1,27	12×10^{-3}	0,21
JRC20-3x	-1,17	1,30	4×10^{-3}	0,26
JRC20-1ay	-0,36	0,81	2×10^{-3}	0,11
JRC20-1by	-0,40	0,80	1×10^{-3}	0,11
JRC20-1cy	-0,40	0,76	3×10^{-3}	0,11
JRC20-1dy	-0,43	0,77	2×10^{-3}	0,11
JRC20-1ey	-1,3	1,69	2×10^{-3}	0,23
JRC20-2y	-0,48	0,83	$-0,4 \times 10^{-3}$	0,11
JRC20-3y	-0,68	0,79	$-0,7 \times 10^{-3}$	0,13
JRC5-1x	-0,49	0,46	8×10^{-3}	0,15
JRC5-2x	-0,44	0,49	11×10^{-3}	0,12
JRC5-3x	-0,48	0,43	10×10^{-3}	0,13
JRC5-1y	-0,25	0,37	$-0,8 \times 10^{-3}$	0,09
JRC5-2y	-0,25	0,37	-1×10^{-3}	0,08
JRC5-3y	-0,29	0,42	-2×10^{-3}	0,10

Les résultats montrent une bonne reproduction des deux géométries, avec un écart-type entre la réalité et la théorie compris entre 0,11 et 0,26 mm pour les joints/JRC20 et entre 0,08 et 0,15 mm pour les joints/JRC5. Cet écart comprend les incertitudes liées à l'impression, ceux liées à la technique de mesure, ainsi que les incertitudes liées au processus de calcul dans la mesure où les coordonnées

des points du modèle numérique « .stl » et ceux de la surface mesurée sont différents, ce qui impose de passer par une fonction d'interpolation pour pouvoir calculer l'écart type. La figure 2.44 présente la superposition entre les mesures et le modèle théorique. Un profil de chaque géométrie (JRC20/JRC5) est présenté. Les résultats sont considérés satisfaisants et la technologie est jugée capable de reproduire des géométries complexes.

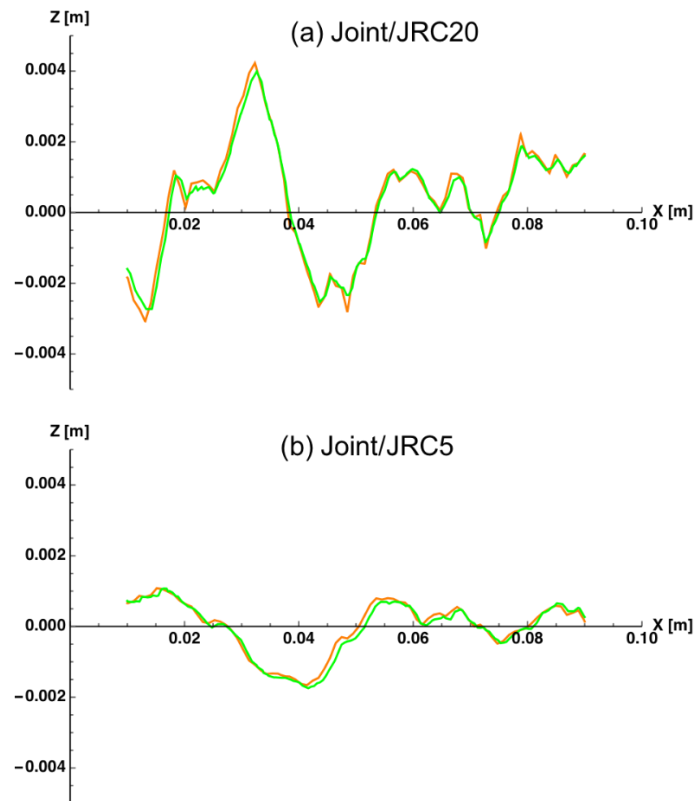


Figure 2.44 : Exemple de profils des joints superposés pour les géométries (a) joint/JRC20 et (b) joint/JRC5. En vert le profil obtenu à partir des mesures, et en orange celui obtenu à partir du modèle géométrique théorique.

2.8.2 Essais de cisaillement

La deuxième partie du travail consiste à tester le comportement de ces joints en cisaillements. Seize éprouvettes sont imprimées, huit de chaque géométrie. Le plan d'expérience est divisé en quatre séries :

- Quatre éprouvettes joint/JRC5 cisailées dans une direction A
- Quatre éprouvettes joint/JRC5 cisailées dans une direction B, perpendiculaire à A
- Quatre éprouvettes joint/JRC20 cisailées dans une direction A
- Quatre éprouvettes joint/JRC20 cisailées dans une direction B, perpendiculaire à A.

Les directions de cisaillement sont présentées dans la figure 2.45.

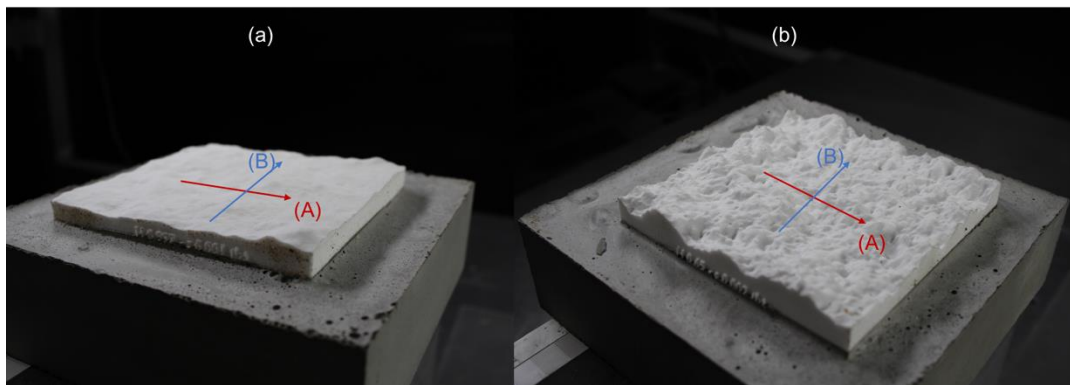


Figure 2.45 : Directions de cisaillements A et b appliquées à chaque joint : (a) joint/JRC5 et (b) joint/JRC20.

Ce choix est fait dans le but de vérifier si les joints artificiels respectent le critère de rupture de Barton-Bandis, et tester l'effet de la direction de cisaillement sur le comportement de nos joints. Théoriquement, la génération de surface rugueuse à partir de l'exposant de Hurst (et donc la dimension fractale) permet de générer une surface aux propriétés isotropes, car H/D est identique sur tous les profils, entraînant un JRC identique sur toute la surface. Les résultats obtenus dans deux directions de cisaillement différentes devraient donc être proches.

Les essais sont réalisés aux mêmes contraintes normales utilisées précédemment : 0,4 – 0,8 – 1 et 1,2 MPa. L'essai de cisaillement de la première éprouvette joint/JRC5 réalisé dans la direction A à 1,2 MPa n'a pas abouti à cause d'un problème technique au niveau du moteur qui n'arrivait pas à maintenir la contrainte normale. Par ailleurs, la contrainte tangentielle maximale est sous-estimée pour les essais A-0,4MPa du joint/JRC5 et B-0,4 MPa du joint/JRC20. Pour ces deux éprouvettes, un problème sur un capteur a entraîné une augmentation brutale de la contrainte normale sur l'échantillon avant le début de l'essai. Le problème résolu, les deux éprouvettes ont ensuite été remises en place et cisailées mais dans un état « non intact ».

La figure 2.46 présente les résultats obtenus pour les deux géométries, à plusieurs contraintes normales. Les résultats de chaque graphe sont obtenus pour une même direction de cisaillement. Les résultats sont comparables à ceux attendus pour des joints rocheux naturels :

- La contrainte tangentielle maximale augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. Elle passe de 0,353 (à $\sigma_n = 0,4\text{MPa}$) à 0,805 (à $\sigma_n = 1,2\text{ MPa}$) pour le joint/JRC5, et de 0,953 (à $\sigma_n = 0,4\text{MPa}$) à 2,07 MPa (à $\sigma_n = 1,2\text{MPa}$) pour le joint/JRC20.
- Le déplacement normal (dilatance) diminue en général avec l'augmentation de la contrainte normale, comme observé par Saeb et Amadei, 1992.
- Le joint/JRC20 présente des contraintes tangentielles au pic plus élevées que celles du joint/JRC5. En plus, le déplacement normal (dilatance) est plus important pour ces joints. Ceci est dû à la rugosité plus importante pour ces joints et à une hauteur des aspérités plus grande conduisant par suite à un déplacement normal plus élevé. De ce fait, le déplacement le long de ces aspérités nécessite des contraintes tangentielles plus élevées et est associé à une dilatance plus importante.
- Après cisaillement, les aspérités des joints/JRC5 restent intactes, et subissent en quelques endroits un frottement et des traces similaires à celui observé sur les joints simplifiés (figure

2.47a). Pour les joints les plus rugueux (joint/JRC20), le résultat est différent. La rugosité est formée par des aspérités primaires et secondaires. Les aspérités secondaires sont d'abord mobilisées. On observe à l'œil nu que les aspérités secondaires qui se trouvent surtout au sommet des aspérités primaires sont écrasées. De plus, sur l'éponte inférieure, dans la direction A, une partie du joint, correspondant à une aspérité primaire, s'est cassée (figure 2.47b). Dans la direction B, l'aspérité principale qui subit la rupture dans la direction A reste intacte, et une autre aspérité, située dans une direction défavorable par rapport au sens de cisaillement, subit une rupture partielle. Cette observation est en cohérence avec les travaux de Grasselli *et al.*, 2002 qui considèrent que l'état des joints pendant le cisaillement et le comportement des aspérités dépend de la direction de celles-ci par rapport au sens du cisaillement. Cette hypothèse a aussi un effet sur la résistance au cisaillement, qui peut varier donc en fonction du sens du cisaillement, même pour une surface isotrope, ayant un JRC identique pour ces différents profils dans les différentes directions.

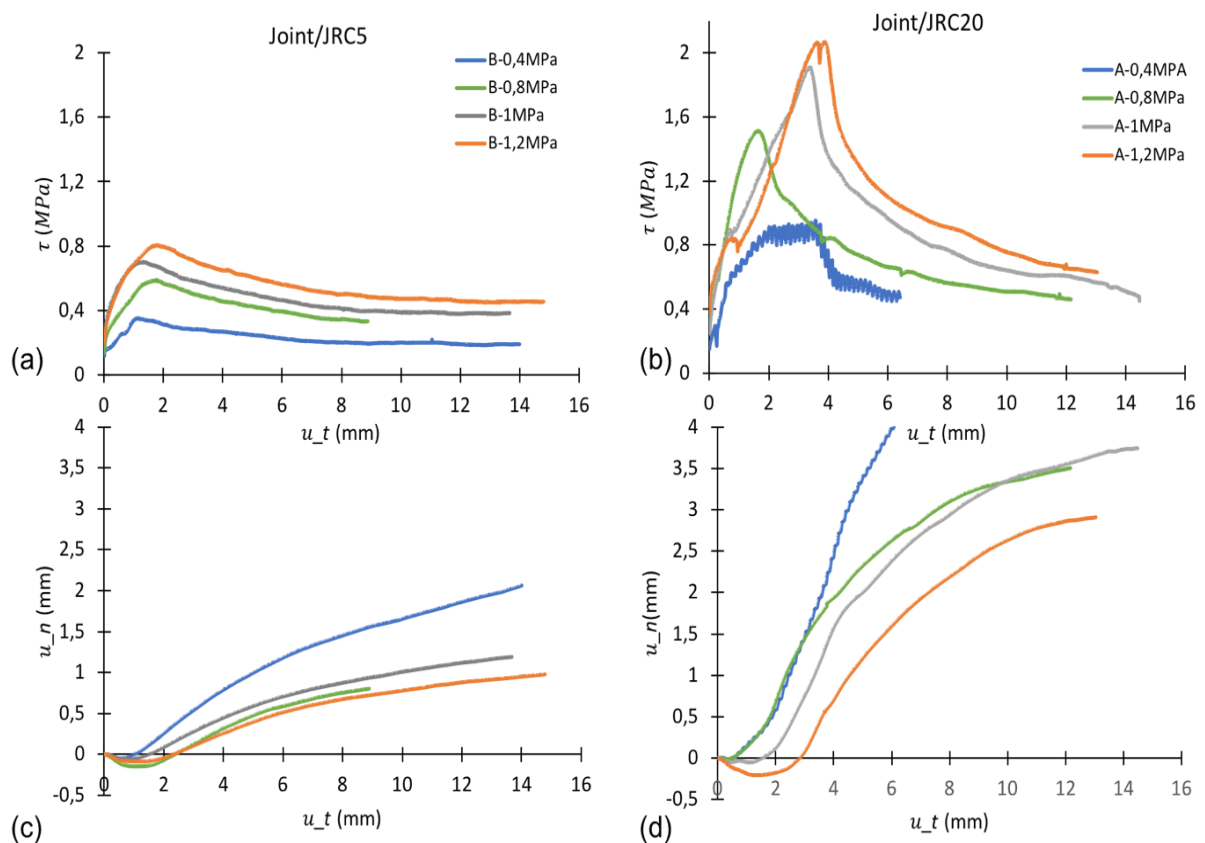


Figure 2.46 : Courbes de cisaillement des joints à géométries réelles (a et c) pour un joint/JRC5 et (b et d) pour un joint/JRC20.

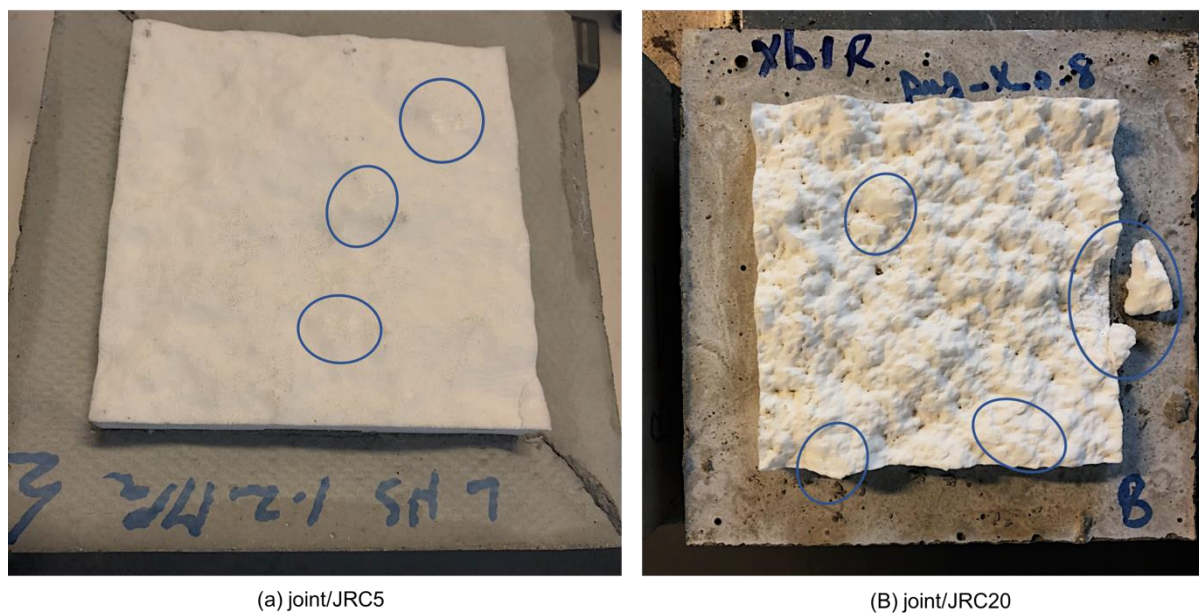


Figure 2.47 : Etat des joints à JRC contrôlé après cisaillement dans la direction A. Des traces de glissement sur le joint/JRC5 (a) et une rupture d'une aspérité primaire, et écrasement des aspérités secondaires sur le joint/JRC20 (b) sont encerclés sur les figures. La lettre B sur l'éprouvette fait référence à l'éponte basse de l'éprouvette.

Pour vérifier la propriété d'isotropie de la surface, Deux jeux d'éprouvettes identiques sont cisailés, chacun dans une des deux directions A et B (figure 2.45). Les observations énoncées plus haut, sont valables pour les deux directions. Les résultats sont présentés dans les figures 2.48 – 2.49. Le tableau 2.14 présente l'écart entre les τ_{pic} d'une même géométrie dans les directions A et B.

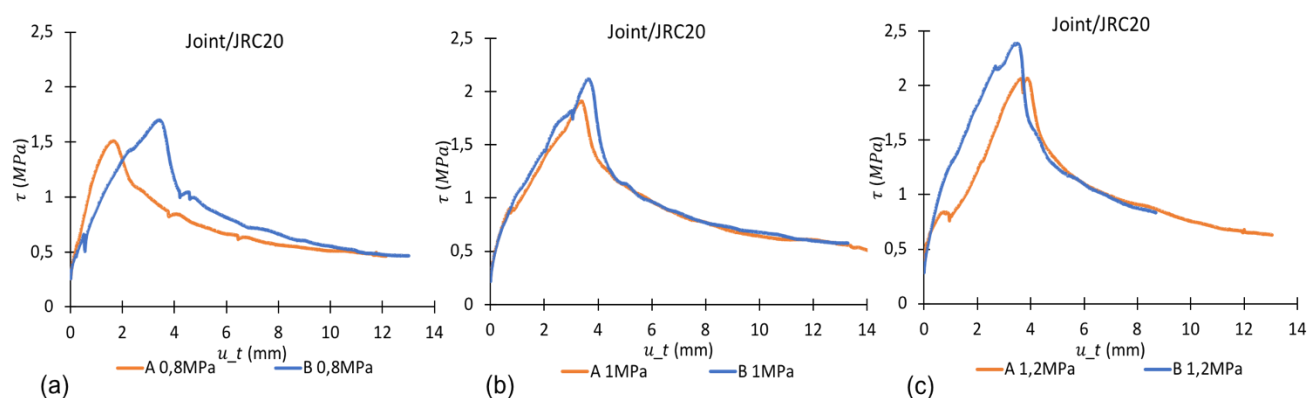


Figure 2.48 : Évolution de la contrainte tangentielle sous essais de cisaillement pour les joints rugueux, en fonction de la direction de cisaillement A ou B. les contraintes normales appliquées sont (a) 0,8MPa, (b) 1 MPa, et (c) 1,2 MPa.

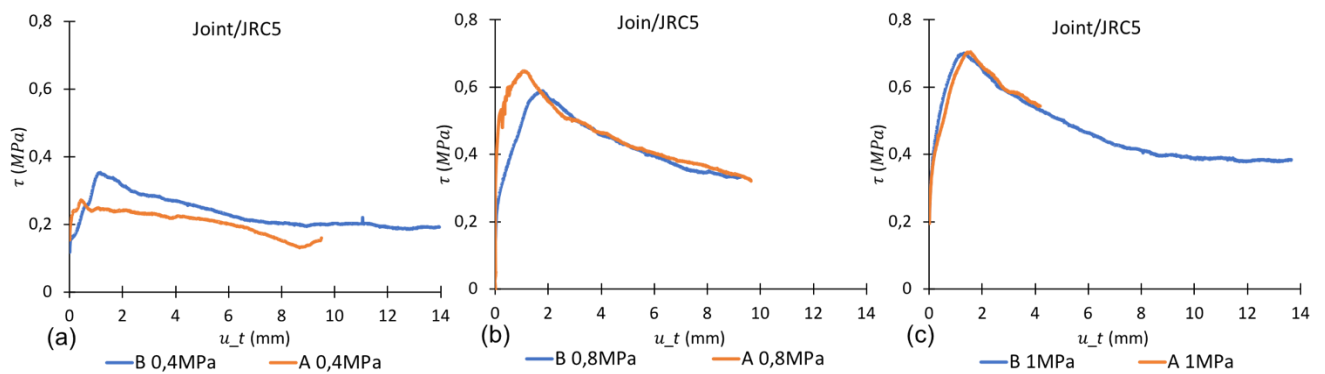


Figure 2.49 : Évolution de la contrainte tangentielle sous essais de cisaillement pour les joints lisses, en fonction de la direction de cisaillement (A-B). Les contraintes normales appliquées sont (a) 0,4MPa, (b) 0,8MPa, (c) 1MPa.

Tableau 2.14 : Les résistances au cisaillement obtenues pour les différents joints (JRC5 et JRC20), aux différentes contraintes normales imposées, dans les directions de cisaillement A et B.

	Joint/JRC20				Joint/JRC5		
σ_n (MPa)	0,4	0,8	1	1,2	0,4	0,8	1
$\tau_{pic(A)}$	0,95	1,512	1,909	2,069	0,272	0,648	0,706
$\tau_{pic(B)}$	0,721	1,698	2,118	2,386	0,353	0,588	0,701
$(\tau_{pic(max)} - \tau_{pic(min)}) / \tau_{pic(max)}$	0,24	0,11	0,1	0,13	0,23	0,09	0,01

En éliminant les rapports des essais à 0,4 MPa à cause des problèmes techniques rencontrés qui ont causés une altération des joints avant l'essai, on remarque que l'écart entre les résultats des différentes directions varie entre 13% et 1%, avec une moyenne de 9%.

Plusieurs hypothèses peuvent être à l'origine de cet écart. Tout d'abord, même si la procédure de mise en place des essais est la même, des erreurs d'origine humaine et expérimentale peuvent être présentes, comme par exemple le moulage des éprouvettes. Les erreurs expérimentales font donc partie de ces 9% d'écart.

Une deuxième hypothèse à vérifier est l'isotropie de la surface. Une vérification simple consiste à comparer le paramètre Z_2 (moyenne quadratique des écarts entre deux hauteurs d'aspérités sur un même profil ; cf. Eq. 1.22) dans les deux directions de cisaillement. Les résultats sont présentés dans le tableau 2.15. Nous trouvons que le Z_2 dans les deux directions d'une même éprouvette est presque identique, quel que soit le JRC. Ceci valide l'isotropie de la surface des joints.

De ce fait, l'écart entre les résistances au cisaillement obtenues dans les deux directions est lié principalement à l'effet des aspérités et à leur position par rapport au cisaillement, qui peut être favorable ou défavorable à leur résistance, et par suite à la résistance du joint. A noter que nous travaillons avec un petit échantillonnage d'une population, ce qui limite la représentativité des essais par rapport à cette population.

Tableau 2.15 : Valeurs de Z_2 obtenues pour les joints JRC5 et JRC20, dans les deux directions de cisaillement orthogonales A et B.

	Z_2 selon la direction A	Z_2 Selon la direction B
JRC5	0,184	0,181
JRC20	0,460	0,478

2.8.3 Critère de rupture

Dans cette partie, nous appliquons le critère de Barton, 1973 aux résultats expérimentaux obtenus pour caractériser les joints à JRC contrôlés, plus spécifiquement, pour caractériser leur angle de frottement. Pour rappel, le critère est formulé comme suit :

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\varphi_{j,r} + JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \text{ pour } 1 \leq \frac{JCS}{\sigma_n} \leq 100 \quad (2.12)$$

$$\tau \cong \sigma_n \tan[70^\circ] \text{ pour } \frac{JCS}{\sigma_n} > 100 \quad (2.13)$$

Le JRC est prédéfini, il est pris égal à 5 et 20 pour les deux types de surfaces. Le JCS est caractérisé à partir de la méthode de rebond du marteau de Schmidt. Dans notre cas, nous le considérons égal à la résistance à la compression de notre matériau, à savoir 42 MPa, surtout que nos joints ne sont pas altérés (Barton, 2013). Nous considérons que nous travaillons dans l'intervalle de l'Eq. 2.12 ($1 \leq \frac{JCS}{\sigma_n} \leq 100$), même si pour la première valeur de contrainte normale, le rapport $\frac{JCS}{\sigma_n}$ est de 105, légèrement supérieur à 100. En effet, nous travaillons avec un matériau analogique, n'ayant pas les mêmes propriétés que les roches, et nos résultats montrent que même pour 0,4 MPa, la résistance au cisaillement dépend du JRC. C'est pourquoi nous considérons que seule la première relation (Eq. 2.12) est applicable à notre cas. Les paramètres du critère étant connus, il reste à déterminer l'angle de frottement des joints. En effet, l'angle de frottement déterminé dans la section 2.7 – partie A ne pourrait pas être utilisé dans notre cas. Les joints à géométrie simplifiée contiennent de la poudre, et ont une surface lisse même sur les aspérités. De ce fait, afin de déterminer l'angle de frottement des joints à JRC déterminé, une rétro analyse est effectuée pour les 2 joints : JRC5 et JRC20 : le critère de l'Eq. 2.12 est appliqué pour les résistances au cisaillement obtenues expérimentalement, pour en déduire l'angle de frottement. Nous obtenons un angle de frottement $\varphi_{j,r} = 27^\circ$ pour le joint/JRC5, et 30° pour le joint/JRC20.

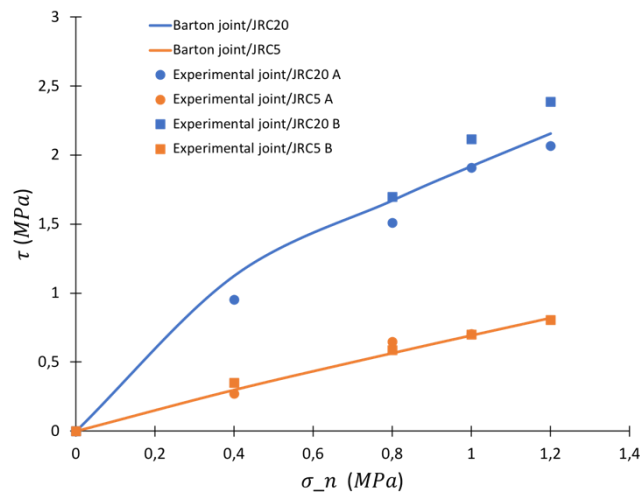


Figure 2.50 : Comparaison entre les résultats expérimentaux pour les deux géométries testées et le critère de rupture de Barton après quantification des propriétés des joints, dans les deux directions de cisaillement A et B.

Les résultats montrent une bonne corrélation entre le critère JRC-JCS de Barton, et les résultats expérimentaux (figure 2.50). La différence entre les angles de frottement des joints est un résultat attendu. En effet, l'angle de frottement résiduel des joints dépend de la rugosité de la surface à la fin de l'essai. Généralement, plus un joint est rugueux, plus son angle de frottement est important. Dans notre cas, les aspérités du joint/JRC20 ne subissent pas toutes la rupture, et l'état final du joint est nettement plus rugueux que le joint/JRC5. La différence de 3° entre les angles de frottement est donc expliquée par l'effet de ces aspérités.

Cette partie nous permet donc de conclure que la technique d'impression 3D (SLS) permet de construire des joints rocheux artificiels à géométrie naturelle avec précision. Le comportement mécanique obtenu est semblable au comportement des joints rocheux naturels, avec une phase élastique, un pic, et une phase résiduelle et ceci même en l'absence de ponts rocheux. Une application du critère de Barton à nos résultats permet de définir les paramètres mécaniques de ces joints et de mettre en évidence la dépendance entre l'angle de frottement résiduel et la rugosité. Ce résultat reste cependant préliminaire compte tenu du nombre limité des essais, des JRC testés, et du niveau faible des contraintes normales appliquées.

2.9 Conclusions (Partie A)

Dans ce chapitre, nous avons présenté les essais expérimentaux de caractérisation du PA12 pour l'application aux joints rocheux. La technique SLS a démontré sa capacité à reproduire précisément des géométries complexes. Le travail préliminaire de caractérisation géométrique a permis de fixer une ouverture du joint théorique de 0,4mm pour la suite du travail, tenant compte des effets de l'orientation des joints et des retraits thermiques résultants du processus de fabrication. Les essais de caractérisation de la matrice continue du PA12 (traction et compression) ont permis de définir : (i) un module de traction du PA12 (1200 MPa) et une résistance à la traction (ordre de 40 MPa) ; (ii) un module de Young de l'ordre de 1600 MPa et une résistance à la compression simple de l'ordre de 42 MPa. Les résultats obtenus pour les deux types d'essais sont compatibles avec les valeurs types de ces paramètres. La raideur normale des futurs joints artificiels, a été caractérisée à partir d'essais de

compression réalisés sur des éprouvettes contenant un joint en son milieu. Les résultats montrent une réduction de la résistance à la compression ainsi que du module de Young, ce qui est logique en considérant que les joints vont dégrader les propriétés de la matrice. La raideur normale du joint est calculée à partir d'une approche analytique. Elle dépend de la surface des ponts par rapport à la surface des joints et prend la forme suivante : $k_{n,j} = \frac{E_{PA12} * S_{ponts}}{e_j * S_{totale}}$

La deuxième grande partie de ce chapitre a permis de caractériser le comportement en cisaillement des joints à partir d'essais de cisaillement. Ces essais ont été réalisés sur des discontinuités à configurations simplifiées construites par SLS ; et sur des discontinuités à JRC contrôlé.

Dans le premier cas, les joints sont soit planaires, soit en dents de scies réguliers. Les deux épontes du joint sont liées par des ponts rocheux cylindriques. Nous avons étudié dans cette partie l'effet de la contrainte normale, le nombre de ponts rocheux, la présence de poudre non évacuée par le processus de fabrication, ainsi que l'effet de l'inclinaison des ponts rocheux. Les résultats montrent tout d'abord que le comportement global est similaire au comportement réel des joints rocheux, à savoir une phase élastique, suivi d'un pic puis d'une réduction de la contrainte tangentielle avec le déplacement horizontal, jusqu'à atteindre une valeur résiduelle. La dilatance est presque nulle pour les joints planaires, et a une valeur constante post-pic, égale à l'angle de l'aspérité, pour les joints en dents de scies. La résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale, l'inclinaison des ponts, le nombre des ponts rocheux et l'angle des aspérités. En plus, nous avons vérifié que la poudre ajoute un aspect frottant au joint. Afin de quantifier les résultats, nous avons vérifié d'abord que les résultats obtenus respectent le critère le plus simple : critère de Coulomb. Cependant, ce critère ne prend pas en compte explicitement l'effet des ponts rocheux et des aspérités. De ce fait, nous avons proposé, sur la base d'une quarantaine d'essais, un critère basé sur un modèle de régression statistique, formulé comme suit :

$$\tau_{pic} = \sigma_n \tan(23,5 + \theta) + 0,0135 N_{rb} \text{ avec } R^2 = 0,982 \quad (2.14)$$

$$\tau_{res} = \tan(21,8 + \theta) \sigma_n \text{ avec } R^2 = 0,938 \quad (2.15)$$

La significativité statistique des paramètres est vérifiée. Le critère est développé sous l'hypothèse que les ponts rocheux sont responsables de la cohésion au joint, et les aspérités ont un effet sur l'angle de frottement.

Le point fort de ces configurations est la possibilité de contrôler facilement le comportement des joints, ce qui est essentiel pour la modélisation physique : il suffit de définir un nombre de ponts N_{rb} et un angle des aspérités θ pour obtenir les propriétés demandées à l'échelle du modèle réduit.

Dans un second temps, et bien que l'on ait réussi à définir des joints artificiels à propriétés mécaniques contrôlées, nous nous sommes intéressés à s'approcher davantage de la réalité et donc à reproduire des rugosités comparables aux rugosités des joints naturels. Pour cela, nous avons généré des surfaces de joints à partir de leur dimension fractale et de l'exposant de Hurst. Deux géométries sont choisies : un joint à $D = 1,003$ et $s = 0,001$ m, et un joint plus rugueux à $D = 1,35$ et $s = 0,002$ m (s correspond à l'écart-type des profils). Les valeurs de JRC correspondant à ces dimensions fractales sont respectivement 5 et 20. Seize joints sont imprimés puis scannés à l'aide d'un laser, pour vérifier que la SLS permet de reproduire des géométries complexes. Les résultats sont satisfaisants, avec un écart-type maximal entre la géométrie théorique et mesurée de l'ordre de 0,26 mm. Ces joints sont ensuite

cisaillés, à quatre niveaux de contraintes normales et dans deux directions orthogonales. Les résultats montrent que les joints à JRC contrôlé ont un comportement global équivalent au comportement des joints rocheux. Bien que la dimension fractale, et par suite le JRC soient les mêmes sur toute la surface des joints, une faible différence existe entre les valeurs de résistances maximales des joints cisaillés dans deux directions différentes (9%). Cette différence est liée à la sollicitation des aspérités et à leur résistance qui dépend du sens de cisaillement. Dans le but de caractériser ces joints et de quantifier les paramètres mécaniques des joints, nous appliquons le critère Barton aux résultats expérimentaux. Connaissant la résistance maximale associée à chaque contrainte normale, et sous l'hypothèse que le JCS est égal à la résistance à la compression uniaxiale du PA12, nous obtenons un angle de frottement résiduel de 26° pour le joint/JRC5 et de 30° pour le joint/JRC20. La différence entre ces angles est attendue et pourrait être expliquée par l'influence de la rugosité et des aspérités.

Ces résultats démontrent qu'il est possible de reproduire le comportement global des discontinuités naturelles par des joints artificiels fabriqués en SLS sous différentes configurations. La différence majeure entre le comportement des joints artificiels et naturels est au niveau de la rupture des aspérités presque inexistante avec le PA12. Dans la suite, et dans le cadre de la modélisation physique d'un ouvrage souterrain, l'utilisation des discontinuités à géométrie simplifiée pourra être favorisée dans un premier temps. Ceci afin de faciliter le contrôle des propriétés, et parce que le plan d'expérience réalisé est beaucoup plus complet que celui effectué sur les joints à JRC contrôlé, avec un niveau de contraintes normales appliquées du même ordre de grandeur que les contraintes susceptibles d'être appliquées dans le modèle réduit. Mais avant de passer à la modélisation physique, il est nécessaire de reproduire les essais réalisés sur les éprouvettes en PA12 numériquement pour pouvoir coupler à long terme des modèles physiques et numériques à grande échelle. La partie suivante de ce présente la modélisation numérique des différentes configurations d'éprouvettes.

Partie B : Étude Numérique

L'étude et la compréhension du comportement mécanique d'un ouvrage souterrain s'appuie sur une comparaison entre la modélisation numérique et la modélisation physique qui sont deux techniques complémentaires. Dans notre cas où l'objectif à long terme est de construire un modèle réduit d'un ouvrage fracturé, la modélisation numérique peut être réalisée à posteriori afin de vérifier que les principaux phénomènes et mécanismes ont bien été identifiés et modélisés. Il est également intéressant d'effectuer une modélisation numérique en amont afin d'anticiper le comportement attendu expérimentalement et ainsi dimensionner l'expérience physique en sélectionnant les géométries et la répartition de fractures les plus pertinentes, et en définissant le VER en deçà duquel une modélisation par approche continue est possible (cf. 1.2). Cette modélisation exige une connaissance préalable des propriétés mécaniques de la matrice et des joints, et des critères de rupture à affecter à chaque structure permettant de simuler le comportement réel de la matrice et des discontinuités imprimées. Afin de définir ces propriétés nous développons dans un premier temps une modélisation numérique sous le logiciel UDEC des essais de cisaillement. L'objectif de cette partie est de valider la capacité d'un tel logiciel à reproduire le comportement mécanique des joints artificiels construits soit par l'approche « géométrie simplifiée + ponts rocheux » soit par l'approche du JRC contrôlé, en définissant la méthode la plus efficace pour reproduire les joints. Un calibrage du critère de rupture à utiliser et des propriétés mécaniques est effectué dans ce cadre.

2.1 Présentation du code UDEC

UDEC est un logiciel 2D de modélisation numérique aux éléments distincts développé par le groupe ITASCA. Il est surtout utilisé pour la modélisation numérique des massifs discontinus. La méthode des éléments distincts a été présentée la première fois par Cundall 1971. Les méthodes de modélisation par éléments distincts intègrent un comportement mécanique séparé des blocs et des points de contact et des interfaces entre les blocs. Le critère de convergence des calculs dans UDEC est basé sur ce qu'on appelle « unbalanced force ratio ». Il s'agit du rapport entre la force non-équilibrée (unbalanced force) et la force appliquée au modèle. Le système est considéré en équilibre si la force non-équilibrée est très faible et négligeable par rapport à la force appliquée. Ce rapport est égal, par défaut, à 10^{-5} . Il peut être modifié en fonction des besoins de l'utilisateur.

Dans UDEC, le massif rocheux est représenté par un assemblage de blocs discrets, séparés par des joints. Trois types de contact entre deux blocs sont définis dans UDEC : arrête - angle (edge-to-corner), arrête - arrête (edge-to-edge) et angle - angle (corner-to-corner) (figure 2.51). Les forces de contact et les déplacements aux interfaces des blocs sont déterminés à l'issue de calculs itératifs qui permettent de suivre les mouvements des blocs à chaque pas de temps Δt en appliquant la seconde loi de Newton aux blocs et des lois d'interaction forces-déplacements aux contacts. Deux types de blocs peuvent être considérés : blocs rigides non déformables, ou blocs déformables pour lesquels un maillage doit être généré pour pouvoir calculer leurs déformations par différences finies (annexe D).

Le pas de temps est généralement pris très faible dans le calcul pour éviter la propagation trop brutale des perturbations entre un bloc et son voisin. La taille du maillage est d'un très grand intérêt dans UDEC. Elle a une influence directe sur les résultats, mais aussi sur la raideur normale de l'interface : dans UDEC, la pénétration de blocs a une limite à partir de laquelle le calcul s'arrête ; plus le maillage est fin, plus cette tolérance (notée u_n dans la figure 2.51) est faible. Pour éviter ce problème, l'utilisateur doit agrandir le maillage, ou augmenter la raideur normale k_n afin de diminuer le déplacement normal u_n au niveau des joints pour une contrainte imposée ($\sigma_n = k_n \cdot u_n$). Toutefois, il faut se méfier de la deuxième solution qui peut conduire à définir une raideur normale sans signification physique.

Quatre types de lois de comportement sont intégrées dans UDEC pour les blocs déformables (modèle « null » pour simuler les vides et excavations, modèle linéaire élastique, modèle elasto-plastique type Mohr-Coulomb et modèle élasto-plastique type Drucker-Prager). Pour les points et surfaces de contacts, il existe cinq modèles : modèle élasto-plastique type Coulomb pour un point et pour une surface de contact, modèle élasto-plastique avec radoucissement (continuously yielding), modèle Coulomb avec des propriétés résiduelles, et modèle Barton-Bandis. L'utilisateur peut implémenter de nouveaux modèles de comportement par l'intermédiaire d'un code C++. En plus, il est possible pour l'utilisateur de créer de petites fonctions et commandes dans son modèle en utilisant un langage spécifique à UDEC : langage Fish. Les tableaux 2.16-2.17 présentent ces différents types de modèles avec les paramètres principaux utilisés dans notre cas. D'autres paramètres pourraient être affectés au matériau et aux joints en fonction des applications souhaitées (par exemple écoulement des fluides). Classiquement, ce logiciel est utilisé dans la modélisation des massifs rocheux, les valeurs classiques attribuées à ces paramètres correspondent donc à celles des roches (cf. chapitre 1 et chapitre 4 tableau 4.10). Dans notre cas, nous utilisons le plastique PA12. Il a un comportement différent des géomatériaux et des propriétés différentes. Il suit un critère de Von-Mises avec une cohésion de l'ordre de 24MPa. Toutefois, le niveau de contraintes qu'on applique est très faible par rapport à la limite élastique du matériau et le PA12 ne subira pas de plastification. Nous utilisons donc un modèle élastique pour la matrice. Pour les joints, nous affectons les propriétés obtenues expérimentalement, en fonction du type de joint à simuler. Nous testons principalement les modèles de Coulomb avec des propriétés résiduelles pour les joints contenant des ponts, et le modèle de Barton-Bandis pour les joints à JRC contrôlé.

Tableau 2.16 : Présentation des modèles mécaniques des blocs déformables implémentés dans UDEC et des paramètres mécaniques associés.

Paramètre/modèle	Modèle élastique	Modèle élasto-plastique type Mohr-Coulomb	Modèle élasto-plastique type Drucker-Prager
Masse volumique	X	X	X
Module de compression	X	X	X
Module de cisaillement	X	X	X
Angle de frottement		X	X
Dilatance		X	X
Cohésion		X	X
Résistance à la traction		X	X

Tableau 2.17 : Présentation des modèles mécaniques des joints implémentés dans UDEC et des paramètres mécaniques associés. A noter que le modèle de Coulomb sur un point de contact et celui sur une surface diffèrent seulement au niveau des unités. Le premier agit sur un point, donc les efforts sont en N, l'autre agit sur une surface, les efforts sont donc des contraintes (en Pa).

Paramètre/modèle	Modèle Coulomb sur un point de contact	Modèle de Coulomb sur une surface de contact	Modèle de Coulomb sur une surface de contact avec des propriétés résiduelles	Modèle élasto-plastique avec radoucissement	Modèle de Barton-Bandis
Raideur normale k_n [Pa/m]	X	X	X	X	X
Raideur tangentielle k_s [Pa/m]	X	X	X	X	X
Cohésion c_j [Pa]	X	X	X		
Angle de dilatance i [°]	X	X	X		
Angle de frottement φ_j [°]	X	X	X		
Résistance à la traction $R_{t,j}$ [Pa]	X	X	X		
Résistance à la traction résiduelle $R_{t,jr}$ [Pa]			X		
Cohésion résiduelle $c_{j,r}$ [Pa]			X		
Angle de frottement résiduel $\varphi_{j,r}$ [°]			X		X
Exponentielle de la raideur normale élastique e^{kn}				X	
Exponentielle de la raideur tangentielle élastique e^{ks}				X	
Paramètre de rugosité jr				X	
Angle de frottement initial $\varphi_{j,0}$ [°]				X	
Angle de frottement intrinsèque $\varphi_{j,i}$ [°]				X	
JCS à l'échelle du laboratoire JCS_0 [Pa]					X
JRC échelle du laboratoire JRC_0					X
Longueur du joint in-situ L_n [m]					X
Longueur du joint à l'échelle du laboratoire L_0 [m]					X
Résistance à la compression uniaxiale de la roche σ_c [Pa]					X

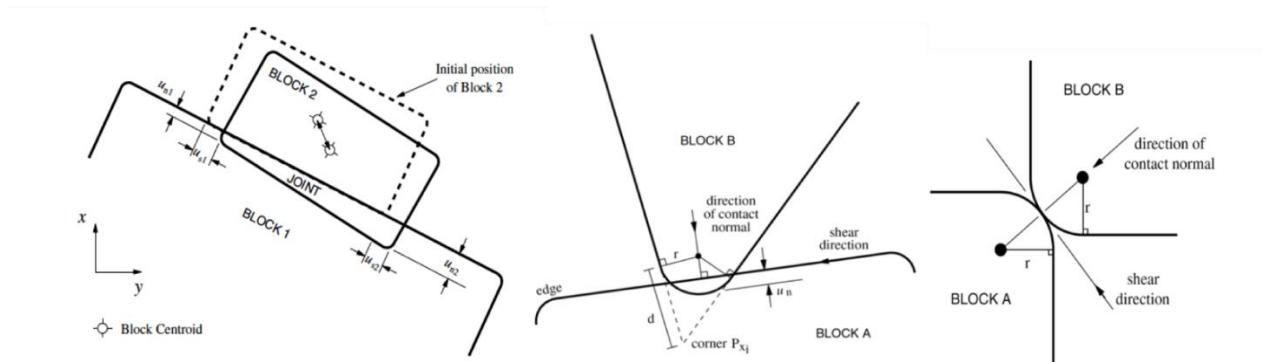


Figure 2.51 : Types de contact dans UDEC, tirée du Manuel UDEC.

2.2 Modélisation des éprouvettes planaires et en dents de scies

Les éprouvettes imprimées sont formées par deux épontes planaires ou en dents de scies, liées entre elles par des ponts rocheux cylindriques de 2,5 mm de diamètre et 0,4 mm d'épaisseur. Dans la section 2.7.4 - partie A, nous avons proposé un critère de rupture pour ces joints constitué de deux formulations : au pic et post-pic (Eqs 2.10 – 2.11). Les paramètres des joints utilisés sont donc la cohésion au pic c_j , l'angle de frottement du joint au pic φ_j et l'angle de frottement résiduel $\varphi_{j,r}$. Quatre stratégies de modélisation pourront être testées pour simuler les joints (figure 2.52) :

- Joint lisse (planaire) ayant des propriétés équivalentes sur toute sa longueur afin de tenir compte de la présence des ponts. Ce type permet de simuler les joints planaires (12rb-Planar et 25rb-Planar) ;
- Joint explicitement rugueux en dents de scie ayant des propriétés équivalentes sur tous les points de contact, afin de tenir compte de la présence des ponts, pour simuler les joints artificiels 18rb-SawtoothA et 24rb-SawtoothA ;
- Joint lisse ou rugueux, avec des propriétés non uniformes le long de la surface de contact. Les propriétés seront différentes selon qu'elles caractérisent les ponts ou la partie ouverte du joint ;
- Modélisation explicite du joint par son épaisseur réelle et des éléments de maillage volumiques des ponts.

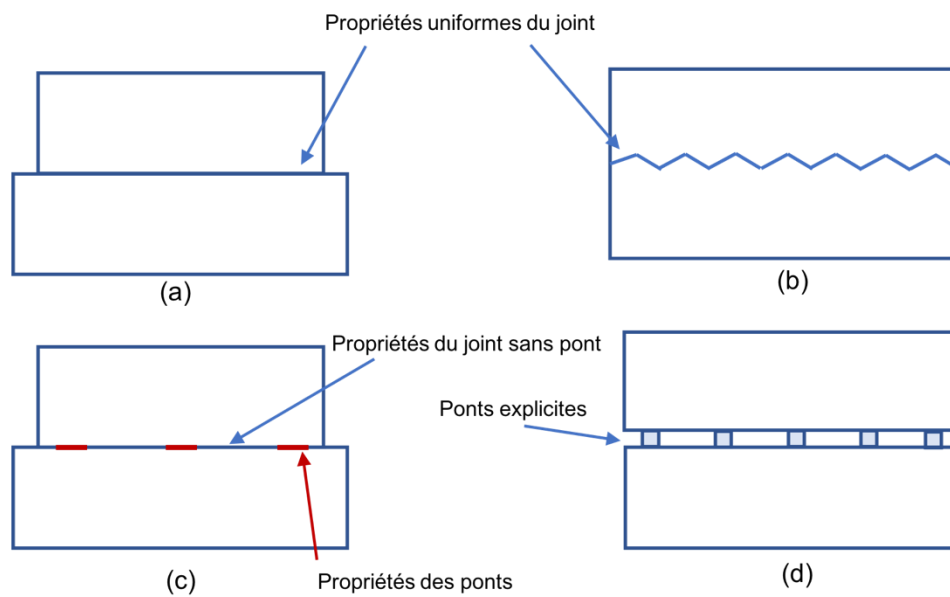


Figure 2.52 : Différentes stratégies de modélisations des joints : (a) et (b) modélisation explicite de la rugosité avec des propriétés uniformes le long du joint, (c) modélisation d'un joint planaire avec des propriétés non-uniformes simulant séparément les ponts et la partie sans pont, et (d) modélisation explicite des ponts par des éléments volumiques.

Nous présentons tout d'abord les deux premières configurations de modélisation : des joints homogènes sur toute la surface. Afin d'utiliser dans la modélisation numérique les mêmes valeurs quantifiées expérimentalement, nous affectons aux joints un modèle de type Coulomb, auquel on ajoute des propriétés résiduelles. Nous attribuons à la matrice un comportement purement élastique avec les propriétés élastiques du PA12. Les ponts ne sont pas modélisés explicitement. Leur effet est pris en compte implicitement par une cohésion du joint jusqu'à atteindre la résistance tangentielle maximale τ_{pic} , suivie d'une perte totale de cette cohésion dans la phase post-pic. La géométrie des joints et leur dimension sont représentées explicitement. La longueur du joint et la hauteur des épontes dans le modèle numérique sont prises égales aux dimensions de l'éprouvette imprimée. (figure 2.53)

Le calcul est réalisé en deux étapes :

- Équilibre initial : durant cette phase, tous les paramètres sont attribués à la matrice et au joint, le bloc inférieur est fixé sur les bords dans la direction horizontale, et sur la base dans la direction verticale. Sur la borne supérieure de l'éprouvette, une contrainte verticale uniforme est imposée. Un premier calcul est lancé jusqu'à l'équilibre du modèle pour répartir les contraintes dans l'éprouvette.
- Cisaillement : un déplacement tangentiel est imposé au bloc supérieur par l'intermédiaire d'une vitesse de déplacement.

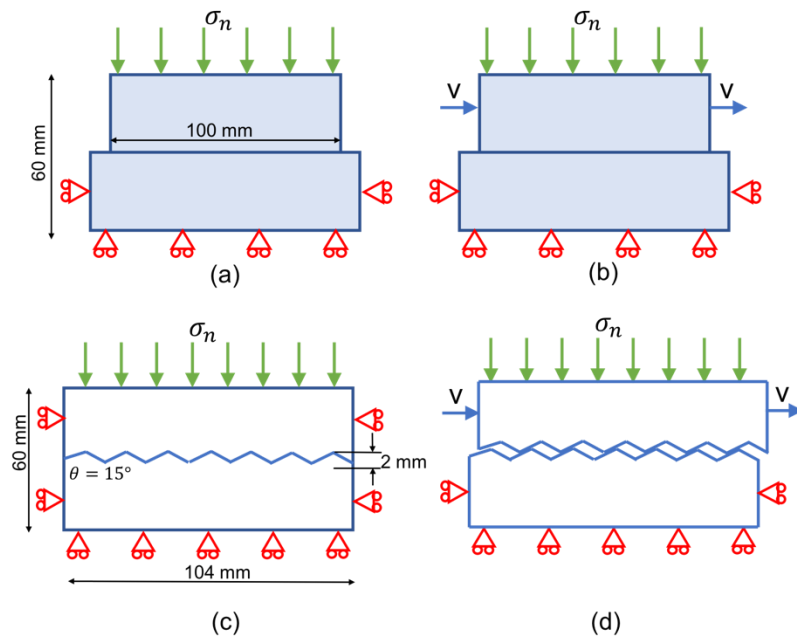


Figure 2.53 : Conditions limites et géométries modélisées dans UDEC, pour les 2 phases d'équilibre initial (a-c) et de cisaillement (b-d). La géométrie au-dessus permet de modéliser les joints planaires. Celle au-dessous permet de simuler les joints en dents de scies.

2.2.1 Joints planaires

Les joints 12rb-Planar et 25rb-Planar sont modélisés numériquement sous quatre niveaux de contrainte normale (0,4 MPa – 0,8 MPa – 1 MPa et 1,2 MPa). Les résultats obtenus sont comparés aux essais expérimentaux. Le tableau 2.18 présente les paramètres mécaniques utilisés dans le calcul.

Tableau 2.18 : Paramètres mécaniques utilisés dans la modélisation UDEC des essais de cisaillement sur des joints planaires homogènes.

Éprouvette	ρ [kg/m ³]	ν	E [MPa]	k_s [MPa/mm]	k_n [MPa/mm]	φ_j [°]	c_j [MPa]	i	$\varphi_{j,r}$ [°]
12rb	920	0,25	1600	1,7	23,6	23,5	0,1632	-1	21,8
25rb	920	0,25	1600	1,7	49	23,5	0,34	-1	21,8

La masse volumique ρ [kg/m³] et le module de Young E [MPa] correspondent aux valeurs expérimentales mesurées dans les sections 2.4 et 2.5 - partie A. La raideur tangentielle k_s [MPa/mm] est fixée pour tous les essais à 1,7 MPa/mm, comme valeur moyenne tirée des essais. Comme expliqué dans la section 2.7.4 – partie A, l'estimation expérimentale de ce paramètre est difficile à cause du rattrapage des jeux horizontaux de la machine de cisaillement, au début des essais. La raideur normale k_n [MPa/mm] est obtenue à partir du raisonnement analytique présenté dans la partie 2.5. Pour rappel :

$$k_n = \frac{\sigma_m}{u_j} = \frac{E_{PA12} * S_{ponts}}{e_j * S_{totale}} \quad (2.16)$$

Cette valeur de raideur normale ne tient pas compte de la présence de poudre, et sous-estime probablement la raideur normale réelle du joint. Elle est proposée en considérant que l'effet de la poudre est négligeable par rapport à celui des ponts. Théoriquement, la raideur normale ne devrait pas avoir une influence sur la résistance au cisaillement des joints. Afin de vérifier cela numériquement, des essais de cisaillement sont réalisés en faisant varier les valeurs de la raideur normale. Les résultats présentés en annexe D et montrent une légère influence sur la valeur de la résistance au pic, pour des raideurs normales très élevées. Les angles de frottement et la cohésion du joint φ_j [°], c_j [MPa] et $\varphi_{j,r}$ [°] sont déduits des Eqs. 2.10-2.11.

Expérimentalement la contractance est très faible pour les joints planaires, (quatre fois plus petite que l'ouverture initiale du joint), car le joint ne se ferme que partiellement du fait de la présence des ponts. Pour représenter ce phénomène, nous attribuons au joint une dilatance de -1° (figure 2.55).

Concernant la géométrie du modèle numérique, le choix d'un bloc inférieur plus long que le bloc supérieur permet de garder une surface de joint constante et un nombre de points de contact constant, et d'éviter des effets de bords liés à la rotation du bloc supérieur si celui-ci glissait au-delà de la limite du bloc inférieur.

Pour le choix de la vitesse de déplacement, il est possible pour un calcul quasi-statique de ne pas respecter la même vitesse que la vitesse de chargement réelle, mais il faut s'assurer que la valeur choisie n'est pas très importante et ne génère pas de divergences dans le calcul. Trois essais identiques, réalisés à trois vitesses différentes sont testés pour justifier le choix de notre vitesse de cisaillement utilisée dans les simulations : 0,5m/s ; 0,05m/s et 0,005m/s. L'évolution des contraintes tangentielle est tracée pour les 3 vitesses (figure 2.54).

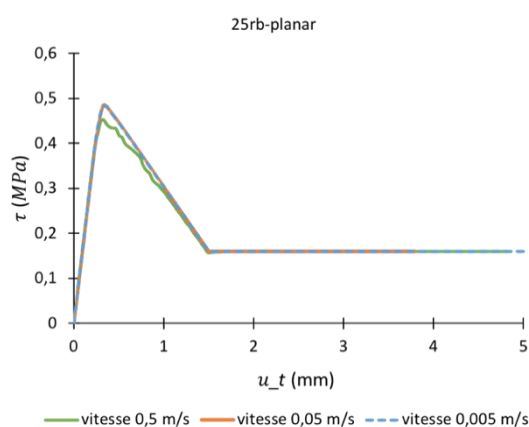


Figure 2.54 : Contrainte tangentielle obtenue pour chaque vitesse, pour un essai de cisaillement du joint 25rb à 0,4 MPa.

Le rapport de la force non-équilibrée (unbalanced-force ratio) tend vers une valeur inférieure à 10^{-5} pour les trois simulations. Néanmoins, le graphe de l'évolution des contraintes tangentielles en fonction du déplacement horizontal présente des irrégularités pour la plus grande vitesse (0,5 m/s). La figure 2.54 montre que cette vitesse peut réduire la précision des résultats en sous-estimant la valeur de la résistance tangentielle maximale. Les résultats obtenus pour les vitesses 0,05 m/s et 0,005 m/s sont identiques. De ce fait, nous choisissons la vitesse de 0,05 m/s pour optimiser le temps de calcul.

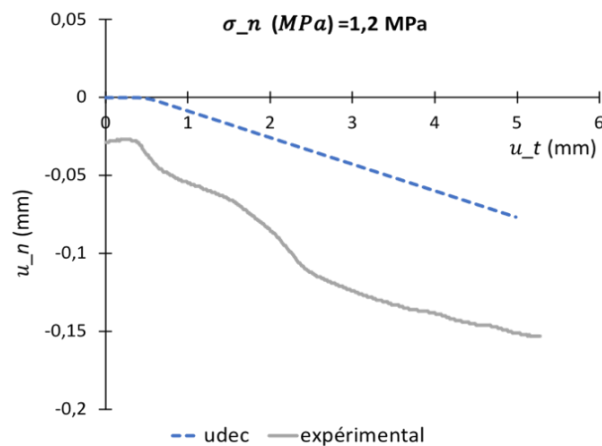


Figure 2.55 : Comparaison entre les courbes de dilataance obtenues expérimentalement et avec UDEC pour un joint 25rb-Planar.

Le critère de Coulomb avec des propriétés résiduelles du joint, existant dans UDEC, consiste à attribuer des propriétés initiales aux points de contact. Lorsque le joint atteint sa résistance maximale, les propriétés des points de contact changent et prennent les valeurs résiduelles de la cohésion et de l'angle de frottement définies dans le critère. Le passage du pic à la phase résiduelle est instantané et brutal (figure 2.56). En réalité, les essais expérimentaux montrent un passage progressif et un comportement de transition radoucissant entre les valeurs pic et résiduelle. Dans le but de modéliser ce passage, nous avons utilisé le critère de Coulomb pour les joints, et nous avons ajouté dans les étapes de modélisation une fonction qui contrôle la diminution linéaire de la résistance maximale jusqu'à atteindre la valeur résiduelle, en utilisant le langage spécifique à UDEC (fish). Les étapes du calcul des contraintes sont présentées dans la figure 2.57. Le paramètre α contrôle la pente de la fonction linéaire : à partir du déplacement horizontal correspondant à la résistance tangentielle maximale, u_{pic} , les valeurs de l'angle de frottement et de la cohésion diminuent linéairement jusqu'à atteindre leur valeur résiduelle après un déplacement αu_{pic} . Ce paramètre est fixé à partir des résultats des essais expérimentaux. Nous avons choisi de lui donner une valeur unique pour les joints planaires afin d'harmoniser les résultats numériques. Expérimentalement, pour les joints planaires, le déplacement à partir duquel la contrainte atteint sa valeur résiduelle est autour de 2mm. Il a une valeur minimale pour une contrainte normale de 0,4 MPa et augmente avec la contrainte normale, proportionnellement à l'augmentation du déplacement au pic. Connaissant le déplacement numérique au pic pour les différentes contraintes normales appliquées ($u_{pic} = \tau_{pic}/k_s$), il est possible d'estimer la valeur α nécessaire pour obtenir un déplacement à la contrainte résiduelle αu_{pic} équivalent au déplacement expérimental. α choisi pour les joints planaires est donc égal à 10.

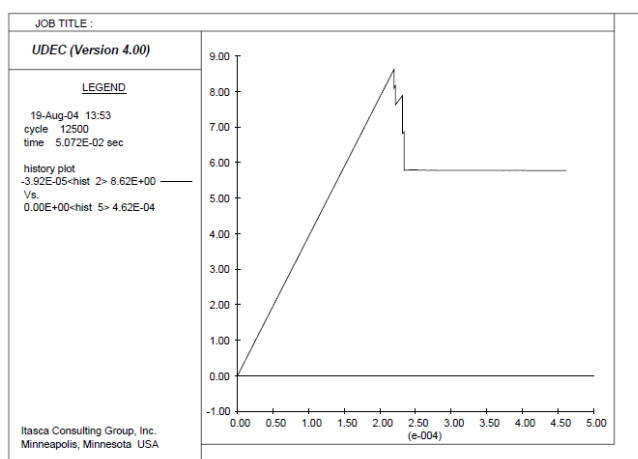


Figure 2.56 : Une courbe typique d'un essai de cisaillement avec le modèle de joint Coulomb + résiduel, tiré du manuel UDEC.

<p>Phase pré-pic : $\tau = k_s u_t$</p>	
<p>Phase pic : $\tau_{pic} = \sigma_n \tan(\varphi_j) + c_j$ $\tau_{pic} = k_s u_{t,pic}$</p>	
<p>Phase post-pic (fonction fish) : Pour $u_t > u_{t,pic}$ →</p>	$\varphi_j = \varphi_j - (\varphi_j - \varphi_{j,r}) (u_t - u_{t,pic}) / ((\alpha - 1) u_{t,pic})$ $c_j = c_j - c_j (u_t - u_{t,pic}) / ((\alpha - 1) u_{t,pic})$
<p style="padding-left: 150px;">Pour $u_t > \alpha u_{t,pic}$ →</p>	$\varphi_j = \varphi_{j,r}$ $c_j = 0$

Figure 2.57 : Les étapes de calcul de la fonction fish utilisée dans notre calcul pour contrôler le passage de la valeur pic à la valeur résiduelle.

Nous présentons dans la suite les résultats obtenus pour la géométrie 25rb-Planar (figure 2.58). Les essais 12rb montrent des tendances semblables, et sont présentés dans l'annexe D.

Les modèles numériques montrent que $k_s=1,7$ MPa/mm permet de reproduire l'ordre de grandeur de la phase élastique des essais. Le plus grand écart entre le résultat numérique et expérimental est noté sur la figure 2.58d, où le début de l'essai expérimental n'a pas été enregistré, le jeu ayant été rattrapé avant de commencer le cisaillement.

Pour la partie pic, les résultats numériques obtenus correspondent à notre critère statistique établi à partir des essais expérimentaux et présenté dans l'Eq. 2.10. Pour rappel, ce critère est obtenu à partir d'une régression statistique basée sur 35 essais, ce qui explique l'écart entre l'expérimental et le numérique. Ceci est aussi valable pour les valeurs résiduelles obtenues. La figure 2.59 montre la distribution des résultats expérimentaux et numériques pour les éprouvettes 25rb-Planar, pics et résiduels, par rapport au critère proposé. Les essais 12rb-planar sont présentés en annexe D. Les résultats permettent de valider la capacité du modèle numérique à respecter le critère de rupture.

Pour la partie post-pic, la valeur finale résiduelle correspond au critère de rupture proposé à la base de nos essais expérimentaux. La différence est au niveau de la forme du radoucissement : l'équation que nous proposons est linéaire, cependant, dans la réalité cette décroissance n'est ni linéaire, ni homogène : plus la contrainte augmente, plus la courbe (τ vs u_t) s'arrondit après le pic avant d'atteindre le niveau résiduel.

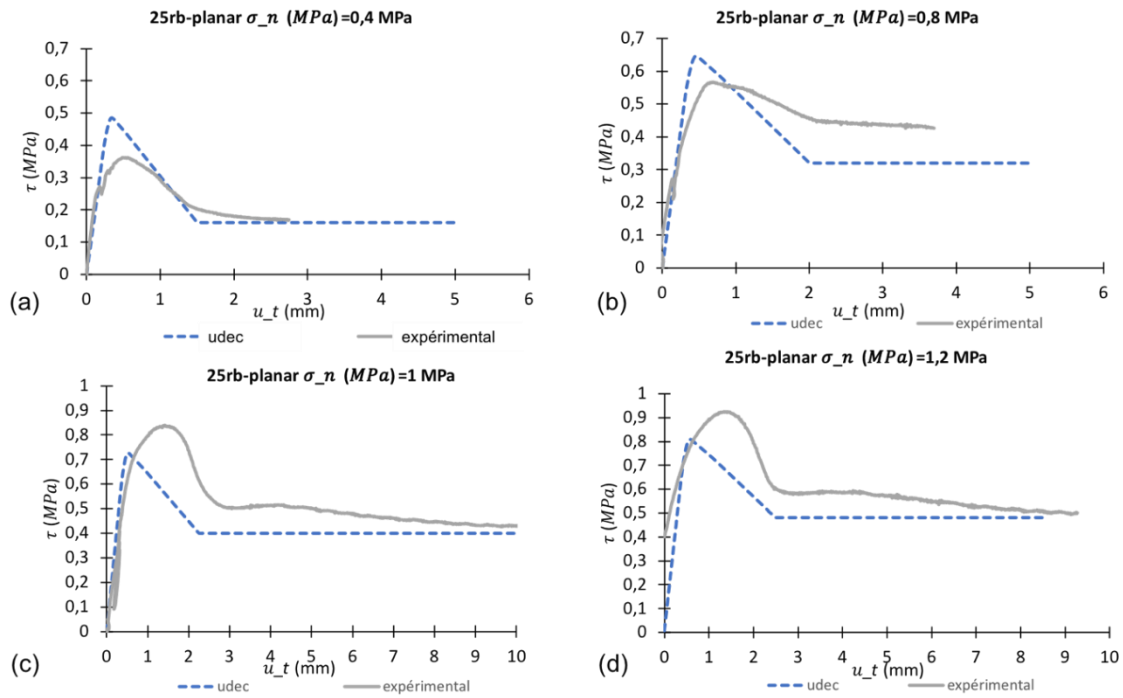


Figure 2.58 : Comparaison entre le résultat numérique et le résultat expérimental des essais de cisaillement des joints 25rb-planar, à différents niveaux de contrainte normale.

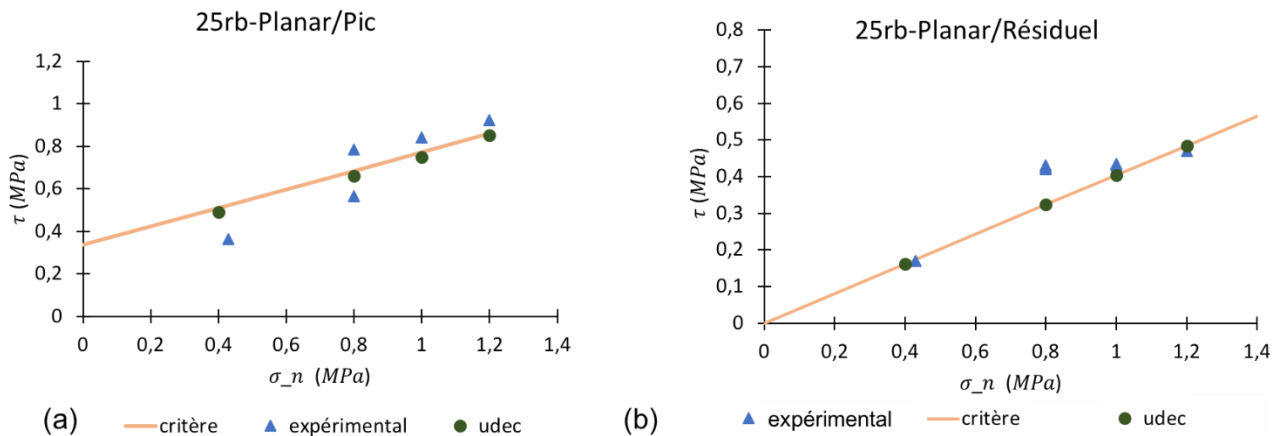


Figure 2.59 : Distribution des résultats expérimentaux et numériques dans le repère du critère de rupture, au pic (a) et à la phase résiduelle (b) pour 25rb-Planar. Les résultats numériques et expérimentaux sont comparés au critère de rupture trouvé précédemment.

Ces modélisations numériques permettent de prédire le comportement global des joints construits par fabrication additive. Elles renseignent surtout sur la partie élastique, la valeur de la résistance au pic et la valeur résiduelle. Cependant, le critère de Coulomb avec des propriétés résiduelles, initialement implémenté dans UDEC, n'est pas le plus adapté pour reproduire le passage progressif du pic au comportement résiduel. Pour faire face à ce problème, nous avons choisi d'utiliser un modèle de « Coulomb » plus adapté, en lui ajoutant une phase de radoucissement linéaire. La dégradation

linéaire est une méthode simplifiée, qui a constitué un compromis pour représenter les différents modes de dégradation des propriétés des joints.

Il existe dans UDEC un modèle qui considère un radoucissement non linéaire (modèle élasto-plastique avec radoucissement (continuously yielding)). Une perspective pourrait être de caler les paramètres de ce modèle à nos essais expérimentaux.

2.2.2 Joints en dents de scies

2.2.2.1 Géométrie plane, dilatance = $\varphi_{j,planeaire} + \theta$

Dans cette partie, nous présentons les tentatives de modélisation numérique des essais de cisaillement sur les joints en dents de scies avec 18 ponts (18rb-Sawtooth A). L'idée principale était d'utiliser un joint planeaire avec les propriétés équivalentes des joints en dents de scies ($\varphi_j = \varphi_{j,planeaire} + \theta$, et dilatance $i = \theta$). Ces propriétés permettent de respecter les résistances tangentielles maximale et résiduelle et de reproduire les courbes de contraintes tangentielles en fonction du déplacement horizontal. Cependant, la dilatance n'est pas reproduite pour un angle de dilatance de 15° (figure 2.60). Un échange avec la société ITASCA qui développe UDEC a permis d'identifier l'origine de ce problème, liée à la méthode de prise en compte de la dilatance sous le logiciel.

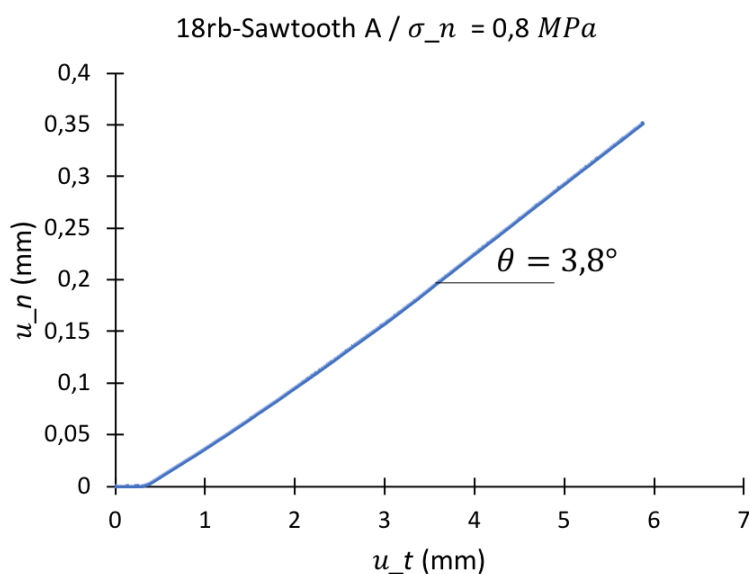


Figure 2.60 : Dilatance obtenue pour un essai UDEC du joint 18rb-Sawtooth A, à 0,4 MPa, simulé par un joint planeaire avec une dilatance théorique de 15° . Le résultat montre que UDEC n'est pas capable de reproduire cette dilatance pour les propriétés des joints simulés.

2.2.2.2 Géométrie en dents de scie, dilatance = $\varphi_{j,planeaire}$

Pour faire face à ce problème, et dans le but de reproduire le comportement mécanique des joints, notamment en termes de contrainte tangentielle et de dilatance, la géométrie est représentée explicitement. Expérimentalement, la dilatance, est mesurée par l'intermédiaire des LVDT qui

récupèrent le déplacement du plateau supérieur. Elle sera calculée numériquement de la même manière, en représentant le déplacement normal de l'éponte supérieure du modèle numérique. Les valeurs des paramètres numériques sont présentées dans le tableau 2.19. Les paramètres (ρ , ν , E , k_s , k_n , φ_j , c_j) sont choisis selon la même logique expliquée dans la partie précédente. Etant donné que la dilatance est exprimée à travers la géométrie, la valeur numérique de ce paramètre est fixée à zéro. L'angle de frottement est pris égale à $23,5^\circ$ parce que la géométrie en dents de scie est représentée explicitement. Le modèle utilisé pour cette géométrie est identique à celui utilisé pour le joint planaire : pour la matrice, un modèle élastique et pour les joints un modèle de Coulomb auquel on intègre une fonction FISH pour simuler une dégradation linéaire de la cohésion et de l'angle de frottement avant d'atteindre leur valeur résiduelle. La différence entre les deux cas est au niveau du déplacement résiduel : pour les joints en dents de scies, $\alpha u_{t,pic} = 4 \text{ mm}$. Cette valeur est fixée sur la base des essais expérimentaux. En effet, nous avons montré dans la section 2.7.4 – partie A que la valeur de contrainte résiduelle est difficile à estimer dans la plupart des cas parce qu'elle n'atteint pas un plateau net. Cette phase résiduelle est comprise entre 2 et 6 mm de déplacement horizontal avant le déplacement descendant au niveau des aspérités, et la valeur de la contrainte résiduelle est atteinte en moyenne au bout de 4 mm de déplacement horizontal. Donc, contrairement aux joints lisses où le déplacement résiduel dépend de la valeur du déplacement au pic ($u_{t,res} = 10u_{t,pic}$), nous fixons un déplacement résiduel pour tous les essais des joints en dents de scie égal à 4mm.

Tableau 2.19 : Paramètres mécaniques utilisés dans la modélisation UDEC des essais de cisaillement sur des joints en dents de scies homogènes.

Éprouvette	ρ [kg/m ³]	ν	E [MPa]	k_s [MPa/mm]	k_n [MPa/mm]	φ_j [°]	i [°]	c_j [MPa]	$\varphi_{j,r}$ [°]
24rb	920	0,25	1600	1,7	43,6	23,5	0	0,324	21,8

Les contraintes de cisaillement sont récupérées et calculées de manière similaire à l'essai expérimental (l'effort est calculé au niveau des bornes verticales des blocs, figure 2.61).

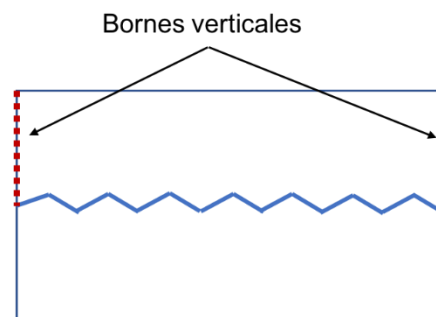


Figure 2.61 : Les bornes verticales du modèle UDEC au niveau desquelles l'effort tangentiel appliqué est calculé.

Un premier essai est réalisé pour une éprouvette 24rb-Sawtooth A, à une contrainte normale de 0,4 MPa. La contrainte normale tangentielle est de 0,46 MPa, inférieure à la contrainte obtenue en appliquant le critère de rupture des joints artificiels (0,64 MPa) (figure 2.62). La contrainte tangentielle résiduelle obtenue (0,28 MPa) pour ces essais numériques est légèrement inférieure à la valeur expérimentale (0,31 MPa).

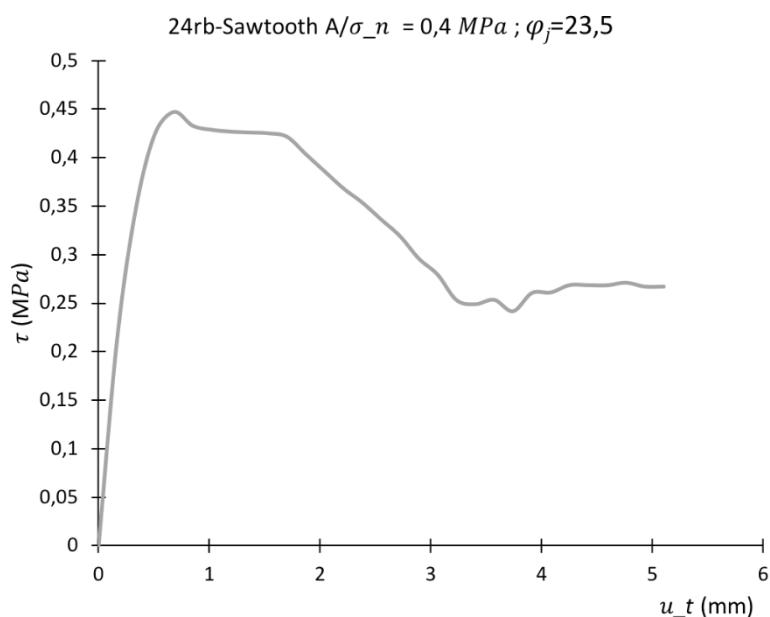


Figure 2.62 : Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal obtenus à partir d'un essai numérique UDEC. Les propriétés mécaniques utilisées pour le joint et la matrice sont celles obtenues expérimentalement.

La différence entre les valeurs de la résistance au cisaillements obtenues numériquement et expérimentalement est expliquée par une réduction de la cohésion numériquement après ouverture du joint. En d'autres termes, lorsque le joint se met à se déplacer dans UDEC, la moitié du joint s'ouvre et il y a une perte des points de contacts et par suite de la cohésion. La cohésion globale du joint est donc réduite à sa moitié. Pour faire face à ce problème, nous affectons au joint une cohésion égale deux fois la cohésion obtenue expérimentalement (tableau 2.20).

Tableau 2.20 : Paramètres mécaniques utilisés dans la modélisation UDEC des essais de cisaillement sur un joint 24rb-Sawtooth A et 18rb-Sawtooth A, en considérant $c_j = 2c_{j,expérimental}$

Éprouvette	ρ [kg/m ³]	ν	E [MPa]	k_s [MPa/mm]	k_n [MPa/mm]	φ_j [°]	i [°]	c_j [MPa]	$\varphi_{j,r}$ [°]
24rb	920	0,25	1600	1,7	43,6	23,5	0	0,65	21,8
18rb	920	0,25	1600	1,7	32,7	23,5	0	0,48	21,8

Les résultats numériques obtenus sont compatibles avec les résultats expérimentaux, pour les deux cas 18rb-Sawtooth A et 24rb-Sawtooth A (Annexe D). Nous présentons dans la figure 2.63 le résultat des joints 18rb-Sawtooth A.

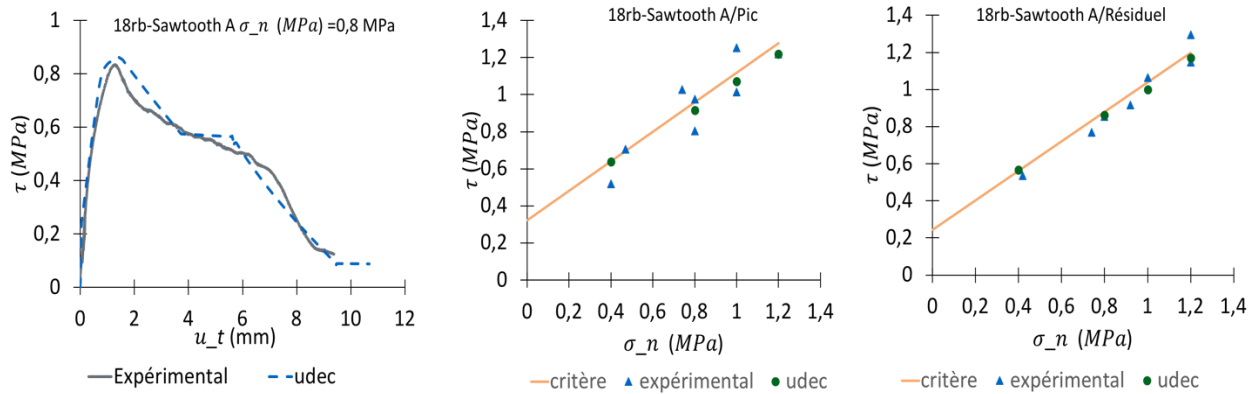


Figure 2.63 : Comparaison entre le résultat numérique et le résultat expérimental de l'essai de cisaillement du joints 18rb-Sawtooth A pour une contrainte normale de 0,8 MPa, et distribution des résultats expérimentaux et numériques dans le repère du critère de rupture, au pic et à la phase résiduelle pour 18rb-Sawtooth A. Les résultats numériques et expérimentaux sont comparés au critère de rupture trouvé précédemment.

Le déplacement normal obtenu numériquement suit la même tendance que l'essai expérimental, avec un pic correspondant au sommet de l'aspérité suivi d'une diminution contrôlé par le mouvement descendant le long de l'aspérité. Le pic obtenu numériquement est plus grand que celui obtenu expérimentalement (1,6mm numériquement contre 1,3 mm expérimentalement) (figure 2.64) Toutefois, le modèle de joints utilisé numériquement ne permet pas de reproduire la contractance des joints au début de l'essai, qui pourrait être à l'origine de l'écart entre la valeur de dilataance maximale obtenue numériquement et expérimentalement.

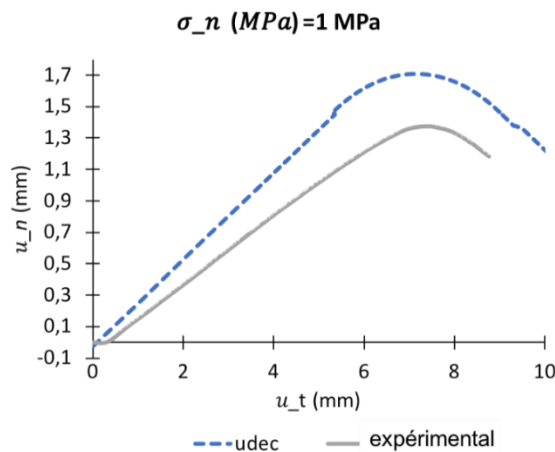


Figure 2.64 : Comparaison entre les courbes de dilataance obtenues expérimentalement et avec UDEC pour un joint 24rb-sawtooth A. Le déplacement normal maximal obtenu avec UDEC (1,7 mm) est plus important que celui obtenu expérimentalement (1,3 mm)

2.2.3 Modélisation d'un joint à propriétés hétérogènes

Dans cette partie, nous cherchons à modéliser les essais de cisaillement en représentant explicitement les ponts rocheux, en affectant des propriétés hétérogènes le long du joint.

La discontinuité est générée comme étant un seul joint continu, divisé en plusieurs régions ayant des propriétés différentes selon que ces régions correspondent à un pont rocheux ou non (figure 2.65).

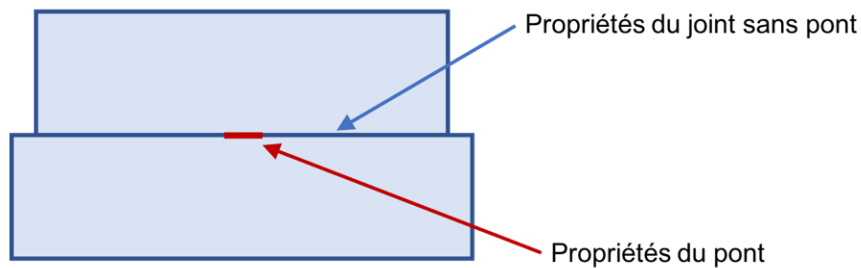


Figure 2.65 : Principe de modélisation explicite des ponts utilisée dans ce travail.

L'utilisation d'un logiciel en 2D, nous amène à formuler l'hypothèse d'une déformation plane. Ceci revient à considérer que les ponts ont une largeur infinie dans la troisième direction de l'espace. Pour respecter le rapport surfacique entre les ponts et le joint ouvert des surfaces cisailées expérimentalement, nous imposons le rapport longueur de ponts sur la longueur de l'éprouvette dans le modèle 2D comme suit (Eq. 2.17) :

$$\%ponts = \frac{N_{ponts} * S_{pont(expérimentale)}}{S_{total(expérimentale)}} * 100 = \frac{L_{pont(UEDEC)}}{L_{éprouvette(UEDEC)}} * 100 \quad (2.17)$$

Avec N_{ponts} le nombre de ponts, $S_{pont(expérimentale)}$ la surface unitaire d'un pont (en mm) sur les éprouvettes cisailées, S_{total} la surface du joint (en mm), $L_{pont(UEDEC)}$ la longueur totale des ponts représentée sous UDEC (en mm), et $L_{éprouvette(UEDEC)}$ la longueur du joint modélisé sous UDEC (en mm). Ce calcul donne des longueurs de pont très petites par rapport à la dimension de l'éprouvette, ce qui impose un maillage extrêmement fin pour ce type de modèle. UDEC détecte les différentes régions définies si celles-ci recoupent le maillage. En plus, la longueur des régions réellement modélisées est égale à la longueur des mailles traversées par la région, en ajoutant au niveau des nœuds aux extrémités, une demi-longueur de maille de chaque côté. Le schéma de la figure 2.66 illustre ce principe. Pour mieux comprendre le principe :

- Un pont déclaré dans le jeu de données de UDEC entre les nœuds 3 et 4, ne peut pas être généré (aucun point de contact avec les mailles)
- Un pont est déclaré dans le jeu de données strictement compris entre les nœuds 1 et 5 (sans être en contact avec ces deux mailles) aura la même longueur (l_i dans la figure 2.66) quel que soit sa longueur d'origine.

Les deux cas que nous modélisons correspondent à une longueur des ponts dans UDEC de 0,6 mm et 1,2 mm pour les joints 12rb-Planar et 25rb-Planar, respectivement. Nous choisissons un maillage de 1,2mm pour les deux cas, et nous modélisons un seul pont par éprouvette. Le pont est placé au centre de l'éprouvette. Pour 12rb-Planar, il est en contact avec un seul nœud de maillage, et a donc une longueur égale à la moitié de la longueur de maille (0,6mm). Pour 25rb, le pont est en contact avec 2 nœuds de maillage décalés pour obtenir une longueur totale, selon le principe de la figure 2.66, égale à la longueur d'une maille (1,2mm). Le maillage et les régions des ponts de ces deux exemples sont illustrés dans la figure 2.67. La longueur des ponts réellement modélisée dans ces deux cas correspond à la valeur théorique attendue et au pourcentage de ponts expérimental.

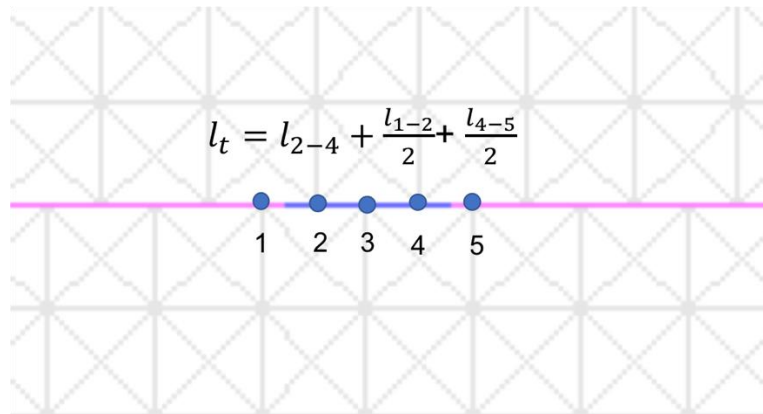


Figure 2.66 : Méthode de prise en compte de la longueur des ponts dans UDEC, en fonction du maillage.

Le but est donc de définir les propriétés du pont et du joint « ouvert » qui permettent d’obtenir un comportement global équivalent à celui des joints artificiels. L’hypothèse de départ est d’attribuer les modèles suivants au joint :

- Un modèle Coulomb dans les régions sans pont, ayant les propriétés résiduelles des joints planaires.
- Un modèle Coulomb + propriétés résiduelles des ponts, ayant des propriétés au pic élevées, et des propriétés résiduelles équivalentes aux propriétés des régions sans ponts. Par soucis de simplification, les premiers tests sont réalisés sans radoucissement linéaire.

Ce choix est fait pour pouvoir maîtriser facilement la partie post-pic : une fois que les ponts atteignent leur résistance maximale, tout le joint aura les mêmes propriétés, égales aux propriétés résiduelles du critère proposé dans la section 2.7.4 – partie A.

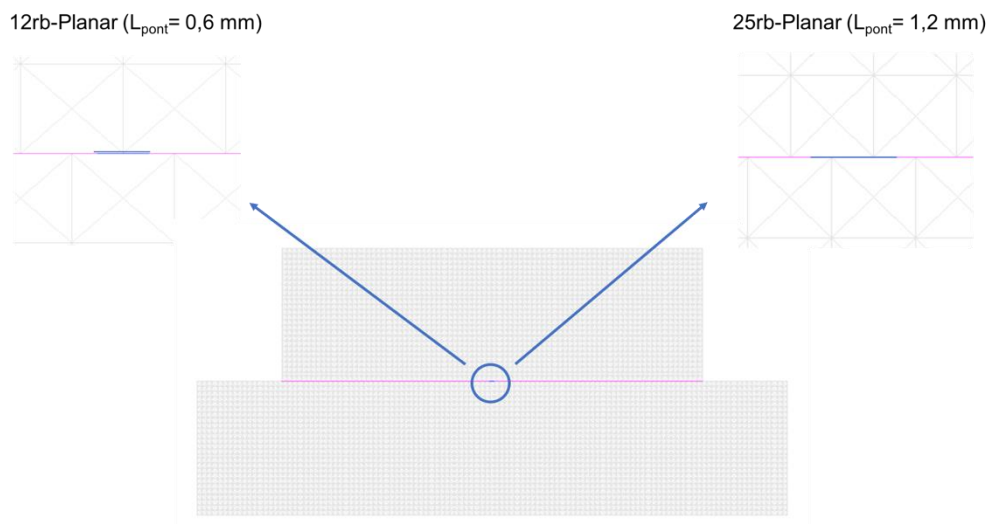


Figure 2.67 : Maillage fin nécessaire pour la modélisation des ponts par des régions ayant des propriétés différentes du reste du joint. En rose la partie du joint ne contenant pas des ponts, et en bleu les régions ayant des caractéristiques plus élevées pour simuler les ponts rocheux. Le zoom permet de valider que même ce maillage extrêmement fin est limité par rapport à la dimension des ponts.

Les propriétés de la région représentant les ponts sont définies de manière à ce que la cohésion d’ensemble du joint soit pilotée par les ponts. Nous attribuons donc un angle de frottement nul pour

les ponts, et une cohésion élevée. Les propriétés des régions qui ne contiennent pas de ponts sont équivalentes aux propriétés résiduelles des joints artificiels. Les propriétés finales utilisées sont présentées dans le tableau 2.21.

Tableau 2.21 : Propriétés des différentes régions modélisées dans UDEC pour simuler les joints et les ponts, au pic et à la phase résiduelle.

	k_n [MPa/mm]	K_s [MPa/mm]	c_j [MPa]	φ_j [°]	$\varphi_{j,r}$ [°]	$c_{j,r}$ [MPa]
Ponts	950	16	32	0	21,8	0
Joint sans ponts	950	1,67	0	21,8	21,8	0

La raideur normale est la même pour toutes les régions du joint (ce paramètre est précédemment caractérisé pour le joint total, étant donné le manque de données relatives au comportement de la poudre et des ponts pris séparément). Elle a une valeur de 950 MPa/mm, largement supérieure à la valeur de la raideur normale des joints artificiels contenant des ponts et estimée à partir de l'Eq. 2.16 (32 à 44 MPa/mm). L'augmentation de ce paramètre est imposée par la faible tolérance de pénétration de blocs dans UDEC (cf. 2.1- partie B), liée à la dimension des mailles très petites, qui est la conséquence de la dimension des ponts. L'influence de ce paramètre sur les résultats des essais numériques est prise en compte implicitement, en calibrant les propriétés mécaniques du pont et des régions sans joint pour pouvoir respecter le critère de rupture des joints artificiels.

Quant à la raideur tangentielle, celle-ci a deux valeurs différentes, selon qu'on simule les ponts ou non. La valeur de raideur tangentielle des ponts est de 16 MPa/mm. Cette valeur est choisie de sorte à obtenir un déplacement tangentiel au pic et un début de la phase résiduelle de l'ordre de 2mm, compatible avec les déplacements obtenus expérimentalement pour cette phase. La raideur tangentielle des régions sans ponts est de 1,67 MPa/mm. Cette valeur est choisie de sorte à obtenir une raideur globale de l'ensemble du joint (régions sans pont + pont) équivalente à la raideur tangentielle expérimentale (1,7 MPa/mm). Théoriquement, pour une valeur de raideur tangentielle des ponts de 16 MPa/mm, et en appliquant la relation de l'Eq 2.18, la raideur théorique des régions sans ponts nécessaire pour obtenir une raideur globale de 1,7 MPa/mm est de 1,6 MPa/mm pour un pourcentage de ponts de 0,6%, et de 1,52 MPa/mm pour un 1,4% de ponts. Cependant, UDEC sous-estime légèrement la raideur globale, d'où le choix d'une raideur de 1,7 MPa/mm pour les ponts. Cette valeur est fixée pour les deux cas parce que la différence entre les raideurs globales obtenues est négligeable, et nous considérons les résultats dans les deux cas conformes à la raideur expérimentale moyenne.

$$k_{s,global} = (k_{s,ponts}l_{ponts} + k_{s, joint sans pont}l_{joint sans pint})/100 \quad (2.18)$$

La phase pré-pic du comportement du joint est divisée en deux parties (figure 2.68). En effet, la rupture tout au long du joint n'est pas uniforme et toutes les régions n'atteignent pas la rupture au même moment (figure 2.69). La première phase de la courbe des contraintes tangentielles en fonction du déplacement tangentiel (figure 2.68) représente le comportement purement élastique combiné des ponts et du joint « ouvert » sans pont. La raideur locale de chaque élément contribue donc, en fonction du pourcentage de sa longueur, à la raideur macroscopique obtenue. La valeur de cette

raideur globale est de 1,65 à 1,7 MPa. Les régions ne contenant pas de ponts ont une résistance largement plus faible que celle des ponts. Elles subissent la rupture en premier. Suite à cette rupture, le comportement global est contrôlé par la raideur tangentielle du pont. La pente de cette phase est plus faible que la première (figure 2.68), même si la raideur locale des ponts est 10 fois plus importante. Ceci est expliqué par le fait que le pourcentage des ponts sur toute la surface est très faible. La valeur du k_s global obtenue sur la deuxième pente de la phase pré-pic est de 0,09 MPa/mm pour le joint 12rb-Planar, et 0,16 MPa/mm pour le joint 25rb-Planar (figure 2.70). Ces valeurs sont légèrement inférieures aux résultats théoriques obtenus par l'Eq. 2.18 (0,097 pour les joints 12rb-Planar et 0,19 MPa/mm pour les joints 25rb-Planar). La phase résiduelle est atteinte après la rupture du pont, avec des propriétés uniformes, équivalentes aux propriétés résiduelles le long du joint. Dans le premier test, la cohésion des ponts a été choisie pour être égale à celle du PA12 (de l'ordre de 24MPa). Nous avons observé que cette valeur sous-estime la résistance attendue du joint. La valeur de ce paramètre a donc été augmentée au fur et à mesure. Les propriétés sont calées pour les joints 25rb-planar, puis appliquées pour un pourcentage de ponts différent, correspondant aux joints 12rb-planar. Les résultats numériques au pic et à la phase résiduelle, ainsi que l'écart par rapport au critère de rupture présenté dans la section 2.7.4 ; Eqs. 2.10-2.11 – partie A sont présentés dans le tableau ci-dessous (tableau 2.22).

Tableau 2.22 : Comparaison entre les résultats numériques et les valeurs de résistances au pic et résiduelle issues du critère de rupture proposé dans la section 2.7.4 – partie A et basé sur les résultats expérimentaux.

σ_n [MPa]	Modélisation numérique			Critère de rupture		Erreur % $\left \frac{\tau_{udec,pic} - \tau_{critère,pic}}{\tau_{critère,pic}} \right $
	%ponts	τ_{pic} [MPa]	τ_{res} [MPa]	τ_{pic} [MPa]	τ_{res} [MPa]	
0,4	0,6	0,35	0,16	0,336	0,16	4,2
0,8	0,6	0,508	0,32	0,51	0,32	0,39
1	0,6	0,585	0,4	0,597	0,4	2
1,2	0,6	0,665	0,48	0,684	0,48	2,8
0,4	1,2	0,3	0,16	0,511	0,16	41
0,8	1,2	0,69	0,32	0,685	0,32	0,72
1	1,2	0,765	0,4	0,772	0,4	0,91
1,2	1,2	0,84	0,48	0,86	0,48	2,3

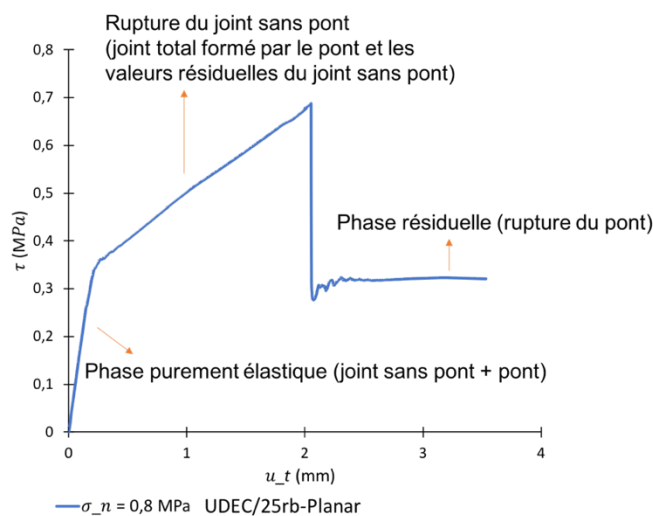


Figure 2.68 : Résultat de la modélisation numérique UDEC des joints hétérogènes contenant des ponts, et les différentes phases de comportement.



Figure 2.69 : Répartition des contraintes σ_{yy} durant l'essai de cisaillement, montrant la concentration des contraintes au niveau des ponts, et la rupture progressive de ceux-ci au cours des cycles.

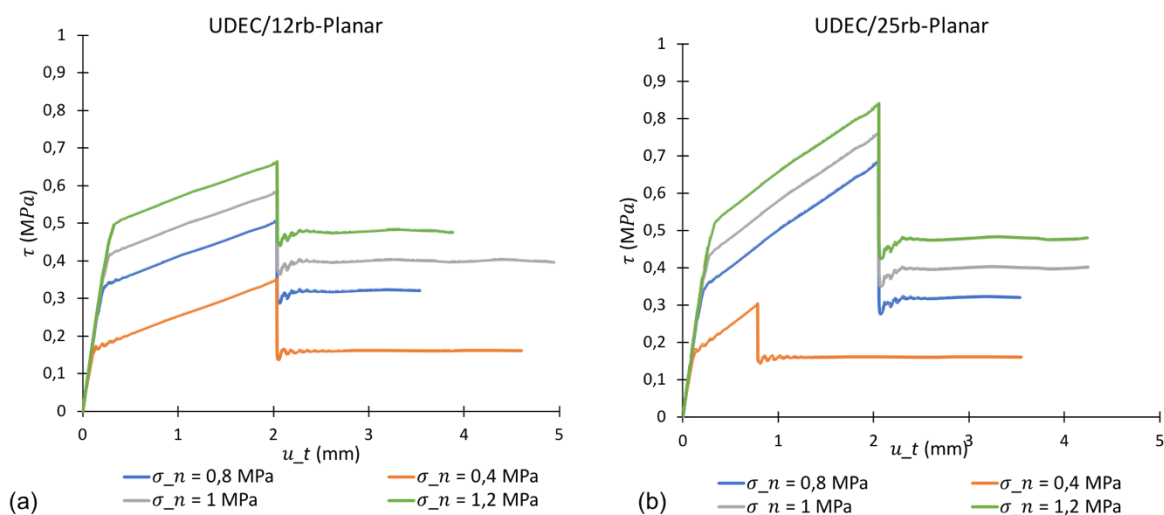


Figure 2.70 : Évolution de contraintes tangentielles en fonction du déplacement horizontal, à différentes contraintes normales pour les joints (a) 12rb-Planar et (b) 25rb-Planar. Les résultats sont issus d'une modélisation numérique sous UDEC, en présentant les ponts par une approche explicite (propriétés hétérogènes le long du joint).

Le modèle numérique réussit à reproduire les valeurs du critère de rupture proposé pour la phase résiduelle, ce qui permet de justifier l'hypothèse de départ consistant à affecter aux régions du joint qui ne contiennent pas de ponts un angle de frottement égal à l'angle résiduel. Pour les valeurs de résistance globale du joint au pic, le modèle numérique colle au critère de rupture basé sur nos essais sauf pour un seul essai (25rb-Planar, $\sigma_n=0,4$ MPa) (figure 2.70). Etant donné que les joints planaires testés expérimentalement se limitent à ces deux cas (12rb et 25rb, à quatre niveaux de contrainte normale), il est difficile de valider cette approche et de définir ses limites d'application. La figure 2.71 représente l'écart entre les résultats numériques et le critère de rupture proposé, dans le plan ($\tau - \sigma_n$) pour les valeurs au pic. Un autre point de faiblesse de ce modèle est au niveau du passage brutal de la valeur de résistance maximale à la valeur résiduelle, sans dégradation progressive des propriétés du joint. Ceci est lié à l'utilisation du modèle Coulomb + résiduel, choisi par soucis de simplicité pour tester cette configuration de représentation des ponts (figure 2.70).

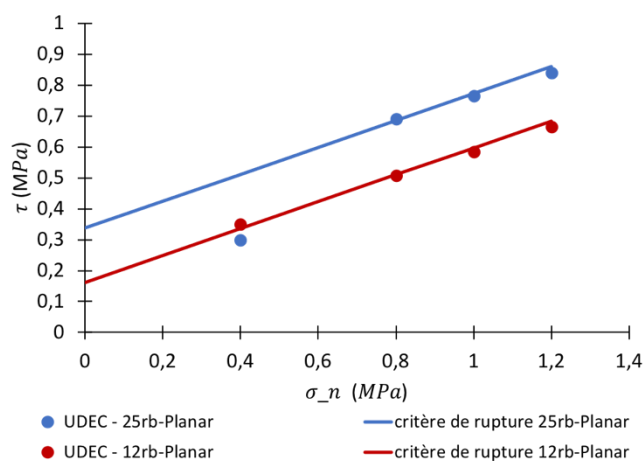


Figure 2.71 : Ecart entre les résultats numériques après calibration des paramètres des ponts et le critère de rupture

2.2.4 Modélisation explicite des ponts (éléments volumiques)

La modélisation explicite des ponts par des éléments volumiques a pour but principal de modéliser la géométrie exacte des ponts, avec leurs dimensions réelles, et d'essayer d'étudier la rupture au niveau des ponts. Il existe plusieurs limitations techniques qui rendent difficile de modéliser les ponts concrètement par des plots cylindriques de 0,4mm de hauteur. La première difficulté réside au niveau du contraste entre la dimension des ponts et celles des blocs entraînant des variations importantes de la taille du maillage, et donc de fortes instabilités numériques (figure 2.72). La seconde difficulté est liée à une contrainte logiciel qui impose l'ajout des joints « fictifs » entre le pont et les épontes, et donc l'impossibilité de simuler les ponts comme étant une continuité de la matrice. En effet, une condition générale de la génération des joints dans UDEC est que le joint recoupe, au moins sur un seul point, un deuxième joint ou le bord d'un bloc. De ce fait, il n'est pas possible de générer la géométrie réelle sans ajouter des joints. Des propriétés mécaniques doivent être affectées à ces discontinuités. Pour considérer que ces joints sont « fictifs » et assurent la continuité de la matrice, il faut leur affecter des propriétés très élevées et garantir qu'ils n'affecteront pas les résultats de la modélisation. Le choix de ces paramètres est délicat et peut affecter les résultats.

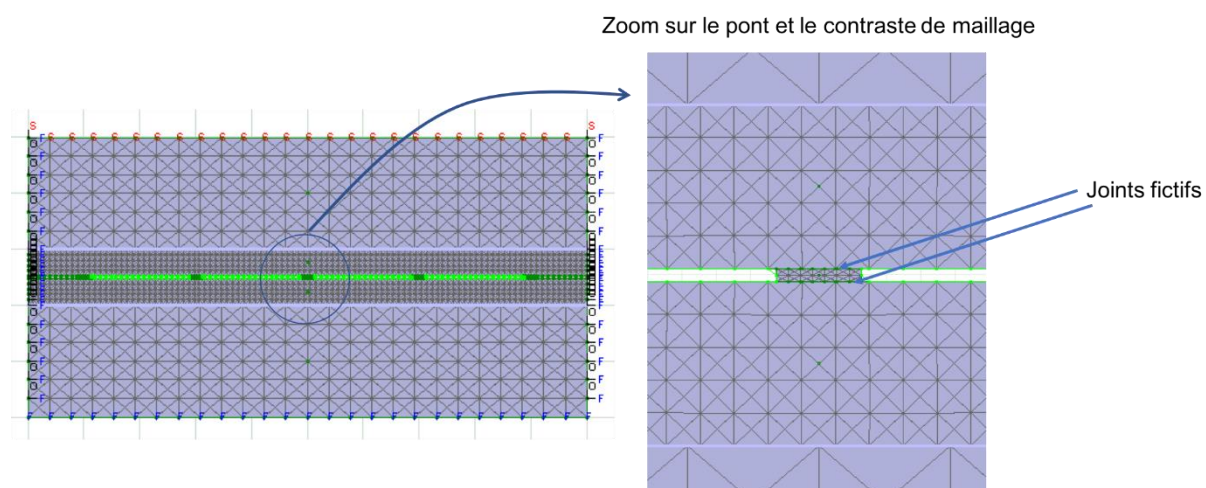


Figure 2.72 : Modélisation UDEC des éprouvettes de cisaillement selon la stratégie de représentation explicite des ponts, avec un zoom sur la problématique du maillage et des joints fictifs.

Après avoir réussi à reproduire le comportement des joints planaires par approche simplifiée (ponts implicitement pris en comptes), nous remarquons que la représentation explicite des ponts, par approche de propriétés hétérogènes ou par approche de pont volumique, impose des contraintes techniques à nos modèles numériques sous UDEC. Ces difficultés se résument par : l'obligation d'utiliser un maillage fin et ses conséquences sur le temps de calcul, la nécessité d'utiliser une raideur normale des joints très importante ainsi que le recours à des joints fictifs. Compte tenu de ces difficultés, il a été décidé dans le cadre de ce travail de se limiter aux configurations simples citées dans les parties précédentes, tout en réfléchissant sur des solutions de modélisation de ponts explicites dans le cadre de la continuité de ce travail.

Une solution pourrait être d'utiliser un autre type de modèle numérique, basé sur les éléments discrets, capable de reproduire des mécanismes à plus petite échelle, notamment la déformation à l'intérieur des ponts, et leur rupture par génération de fissure (Lambert et Coll, 2014).

2.3 Modélisation numérique des éprouvettes à JRC contrôlé

Dans cette partie, nous modélisons sous UDEC les essais de cisaillement réalisés sur les joints à JRC contrôlé. Le modèle mécanique de joints utilisé dans cette partie est le modèle B-B (Barton-Bandis) implémenté dans UDEC. Les paramètres de calcul sont présentés dans le tableau suivant (tableau 2.23).

Le modèle de Barton-Bandis tient compte des effets d'échelles expliquées (cf. 1.4.2.2.3.2) à travers les Eqs. 2.19-2.20. Une discontinuité ayant un certain JRC estimé à l'échelle du laboratoire, aura à l'échelle in-situ un JRC plus faible. Ceci est valable aussi pour la résistance et le JCS. En effet, à l'échelle in-situ, la probabilité que les aspérités soient altérées est plus importante. Or cet effet n'est pas pris en compte dans notre travail parce que la rugosité est générée à partir de la dimension fractale, et donc le JRC est considéré conservé par variation d'échelle. Nous avons donc pris $L_n=L_0=0,1m$, avec L_n la longueur de l'éprouvette in-situ et L_0 celle à l'échelle du laboratoire.

$$JRC = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,02 JRC_0} \quad (2.19)$$

$$JCS = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,03 JCS_0} \quad (2.20)$$

$$k_{ni} = 0,02 \left(\frac{JCS}{a_j} \right) + 2JRC - 7,15 \quad (2.21)$$

$$u_{pic} = \frac{L_n}{500} \cdot \left(\frac{JRC_n}{L_0} \right)^{0,33} \quad (2.22)$$

Le JCS est pris égal à la résistance à la compression R_c du PA12 (42 MPa). C'est la valeur maximale que peut prendre ce paramètre. La raideur normale initiale est calculée dans UDEC à partir de l'Eq. 2.21. La raideur tangentielle présente dans le tableau 2.23 est la raideur tangentielle initiale au tout début de l'essai. Elle est prise égale à la raideur expérimentale moyenne. Dans le modèle implémenté dans UDEC, la raideur tangentielle est calculée de sorte à obtenir la résistance tangentielle maximale pour un déplacement au pic selon la relation de l'Eq. 2.22. Le JRC et φ_r [°] sont égaux aux valeurs estimées dans la section 2.8 – partie A.

Tableau 2.23 : Paramètres mécaniques utilisés dans la modélisation UDEC des joints à JRC contrôlé, selon le critère de Barton-Bandis.

	JCS [MPa]	K_s [MPa/mm]	JRC ₀	L_n (m)	L_0 (m)	φ_r [°]	R_c [MPa]
JRC5	42	1,7	5,1	0,1	0,1	27	42
JRC20	42	1,7	20	0,1	0,1	31	42

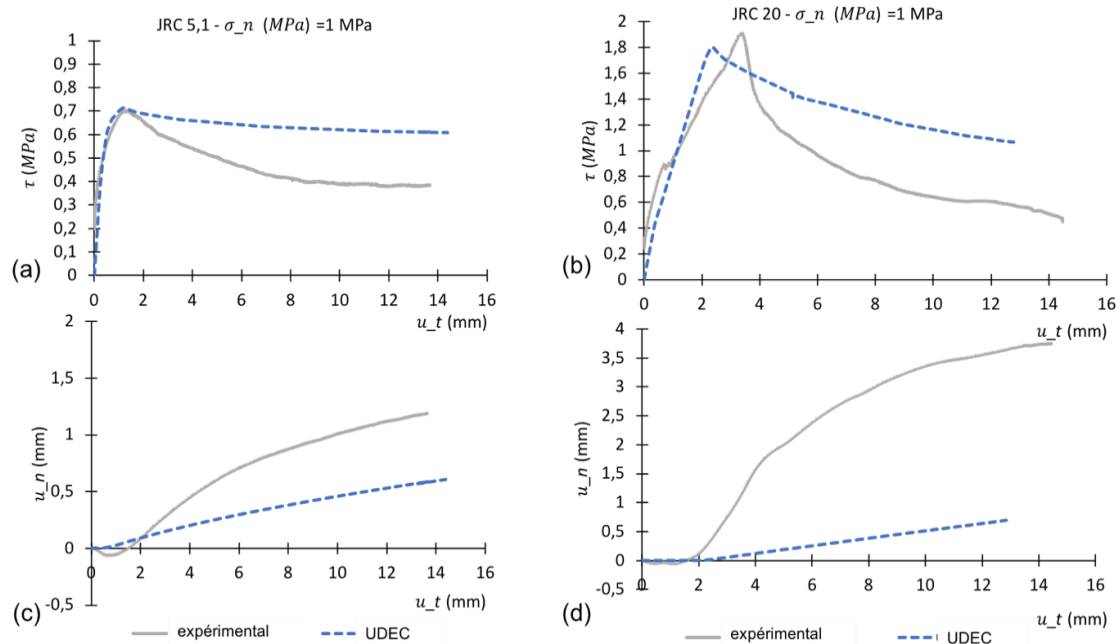


Figure 2.73 : Comparaison entre les essais numériques, modèle BB et les essais expérimentaux pour un joint à JRC 5,1 (a et c) et un joint à JRC 20 (b et d), pour une contrainte normale de 1 MPa.

Quatre essais numériques correspondant à quatre contraintes normales imposées sont calculés pour chaque JRC. Nous présentons dans cette courbe un exemple pour chaque JRC (figure 2.73), les autres courbes sont présentées en annexe D. Nous remarquons une cohérence entre la modélisation numérique et les résultats expérimentaux pour la phase pré-pic jusqu'au pic pour les courbes τ vs u_t . Cependant, les résultats numériques surestiment les contraintes tangentielles de la phase résiduelle par rapport au résultat expérimental, et sous-estiment la dilatance (figure 2.73). Numériquement, dans le critère de Barton-Bandis, la contrainte tangentielle et le déplacement normal (exprimant la dilatance) sont calculés en fonction du JRC mobilisé à chaque instant, selon les Eqs 2.23-2.24

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\varphi_{j,r} + JRC_{\text{mobilisé}} \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (2.23)$$

$$\Delta u_n = \Delta u_s \tan \left[0,5 JRC_{\text{mobilisé}} \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (2.24)$$

Le JRC mobilisé est calculé selon une table codée dans UDEC, basée sur les résultats empiriques de Barton. La table est la suivante (tableau 2.24) :

Tableau 2.24 : Table définissant le JRC mobilisé en fonction du déplacement tangentiel au cours d'un essai de cisaillement (tiré du manuel UDEC).

$u_t/u_{t,pic}$	$JRC_{\text{mobilisé}}/JRC$
0	$-\varphi_{j,r}/RUFF$
0,2	$-0,25\varphi_{j,r}/RUFF$
0,3	0
0,45	0,5
0,6	0,75
0,8	0,9
1	1
1,5	0,9
2	0,85
3	0,7
4	0,7
6	0,6
8	0,55
10	0,5
20	0,4
40	0,3
60	0,2
80	0,1
100	0

Avec $RUFF = JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right)$

Il est remarquable donc que le JRC mobilisé sur notre matériau est plus faible que celui mobilisé selon le modèle de Barton-Bandis, et donc la dégradation du JRC dans notre cas est plus importante que celle estimée dans le modèle de Barton-Bandis, ce qui cause cet écart post-pic.

2.4 Conclusions (Partie B)

Le but principal de la modélisation numérique des essais de cisaillement était de vérifier la possibilité de reproduire le comportement mécanique des joints artificiels en 3DP sous UDEC, en utilisant les critères de rupture disponibles (Coulomb et Barton-Bandis).

Pour les joints planaires contenant des ponts rocheux, la stratégie la plus adaptée est de considérer un joint homogène, avec des propriétés équivalentes suivant le critère de Coulomb (avec un radoucissement linéaire qu'on ajoute), sans représenter explicitement les ponts. En effet, les faibles dimensions des ponts par rapport au joint nécessitent pour qu'elles soient modélisées explicitement un maillage très fin, qui impose une modification de la raideur normale des joints et une augmentation du temps de calcul. Toutefois, le critère de Coulomb avec des propriétés résiduelles, comme implémenté, ne tient pas compte de la dégradation progressive des propriétés des joints. Pour cela, nous avons ajouté à notre modèle une phase de radoucissement linéaire pour simuler ce passage du pic à la phase résiduelle. Ce logiciel semble donc adapté à reproduire le comportement global de ce type de joints. Afin d'avoir moins d'écart sur la phase post-pic entre la réalité et le numérique, il sera intéressant d'essayer de calibrer le modèle élasto-plastique avec radoucissement implémenté dans UDEC, et qui représente une phase post-pic non-linéaire.

La modélisation des joints en dents de scie nous a permis de s'approcher des limites du logiciel, que ce soit par rapport à la dilatance, ou par rapport à la prise en compte dans les calculs de la cohésion du joint.

Pour une représentation explicite des ponts, une modélisation par éléments discrets de type particules collées (ex. PFC d'ITASCA) pourrait être plus adaptée pour représenter l'endommagement et la rupture au niveau des ponts. Ce type de modélisation permet de simuler explicitement les ponts et donc de reproduire le comportement à la fois local (rupture des ponts) et global (rupture des joints).

Pour les joints ayant un JRC contrôlé, le critère de Barton-Bandis est le plus adapté, il permet de prendre en compte la rugosité des joints et de simuler le comportement mécanique. Ce modèle de Barton-Bandis est capable de représenter la phase élastique, le pic et la phase post-pic. Cependant les valeurs de JRC mobilisé dans nos joints sont plus faibles que celles proposées par Barton (Barton, 1982 ; Barton et Choubey, 1977). Afin de pouvoir calibrer la table du JRC mobilisé à nos résultats, une campagne d'essais expérimentaux supplémentaires est nécessaire pour augmenter le nombre de données à différents JRC et différentes contraintes normales.

2.5 Conclusions générales

Ce chapitre composé de deux parties (expérimentale et numérique) consiste d'abord à tester la capacité de la 3DP à fabriquer des joints artificiels ayant un comportement mécanique similaire à celui des joints rocheux naturels, puis à trouver la méthode de modélisation numérique la plus pertinente pour reproduire la géométrie et le comportement des joints imprimés.

La première famille de joints testée (des joints à géométrie simplifiée contenant des ponts rocheux) présente l'avantage de pouvoir contrôler et prédire le comportement mécanique des joints en fonction du nombre de ponts rocheux et de l'angle des aspérités. Cet aspect est très avantageux pour une future modélisation physique où on cherchera à introduire des joints bien définis et contrôlés pour étudier le comportement mécanique de l'ouvrage et du modèle. Le logiciel UDEC est utilisé pour reproduire les essais de cisaillement. Les résultats montrent que ce logiciel en éléments distincts permet de reproduire le comportement mécanique des joints en affectant des propriétés équivalentes aux différentes régions des joints, sans pouvoir représenter les ponts dans leur volume et la rupture dans leur matrice.

Afin de s'approcher de la représentation des joints rocheux naturels, une deuxième famille de joints rocheux, générée à partir de la dimension fractale et à laquelle nous avons affecté un JRC, est imprimée et testée. Les résultats valident la capacité de la SLS à reproduire des géométries complexes. De plus, les joints ayant une surface plus réaliste ont un comportement mécanique sous cisaillement qui se rapproche largement du comportement des joints naturels surtout pour les phases pré-pic et le pic. Cependant, les modélisations numériques ont mis en évidence que la résistance résiduelle des joints en PA12 est plus faible que celle des joints naturels. Ceci peut être lié aux propriétés mécaniques du PA12 et à sa résistance à la traction élevée. Une solution pourrait être d'utiliser un géomatériau en impression 3D.

Ce chapitre nous a permis donc de mettre en évidence la possibilité d'utiliser la fabrication additive pour reproduire le comportement mécanique des joints rocheux naturels. Ceci constitue une première étape du projet à long terme consistant à reproduire un modèle physique d'un massif explicitement discontinu.

Chapitre 3

Comportement mécanique sous compression uniaxiale d'une éprouvette contenant plusieurs joints et imprimée par fabrication additive

Le comportement mécanique global d'un massif rocheux dépend fortement de la présence des discontinuités rocheuses, de leur géométrie et de leurs propriétés mécaniques. Dans le chapitre précédent, nous avons présenté en détails le comportement mécanique des joints artificiels pris individuellement, en étudiant des géométries et des rugosités variées, et nous avons comparé ce comportement à celui des joints naturels. Dans le présent chapitre, nous étudions l'effet de la présence de plusieurs discontinuités qui interagissent entre elles sur la résistance mécanique d'une éprouvette. Des essais de compression uniaxiale sont menés sur des éprouvettes de compression 16 cm par 32cm contenant deux, puis huit discontinuités. Les observations expérimentales sont complétées par une modélisation numérique à l'aide du logiciel de modélisation aux éléments distincts en trois dimensions : 3DEC.

3.1 Matériel et procédure expérimentale

Ce chapitre présente des essais de compression uniaxiale, effectués sur des éprouvettes cylindriques construites en PA12 par impression 3D (SLS). Les éprouvettes sont modélisées en utilisant le logiciel Solidworks. Elles font 160 mm de diamètre pour 320 mm d'hauteur, soit 6,5 fois plus grandes que les éprouvettes testées dans le chapitre 2 – partie A (cf. 2.5). C'est la dimension maximale qu'on peut réaliser avec la technique d'impression 3D SLS. L'éprouvette de compression discontinue constitue une première tentative de modélisation d'un massif rocheux fracturé à échelle réduite. Des discussions sur la mise à l'échelle des propriétés d'un massif rocheux seront présentées en chapitre 4.

Les joints modélisés sont des joints planaires contenant des ponts rocheux qui sont orthogonaux au plan de la discontinuité. Les ponts ne sont donc pas parallèles à la direction de fabrication. Deux géométries sont testées.

La géométrie A consiste en une éprouvette cylindrique contenant deux discontinuités planaires ayant les caractéristiques géométriques suivantes (figures 3.1a-b)

- a. Pendage (dip angle) de 60° vers l'Est, et direction du pendage (dip direction) de $N030^\circ$
- b. Pendage de 55° vers l'Ouest et direction de pendage de $N090$.

Les angles choisis sont supérieurs à l'angle de frottement des joints au pic ($23,5^\circ$) caractérisé à partir des essais de cisaillement afin de s'assurer que les joints sont sollicités en cisaillement et que la résistance globale est pilotée par les discontinuités. La direction du pendage est opposée entre les deux plans pour qu'ils s'intersectent. Le pendage est légèrement différent entre les deux (5°) afin de tester l'influence de ce faible écart sur le comportement global.

La géométrie B consiste en une éprouvette cylindrique contenant 48 blocs séparés par huit discontinuités, dont les deux présentes dans la géométrie A, ayant les caractéristiques géométriques suivantes (figures 3.1c-d)

- a. Pendage (dip angle) égal à 60° vers l'Est et direction du pendage (dip direction) de $N30^\circ$;
- b. Pendage égal à 55° vers l'Ouest et direction du pendage de $N90^\circ$;
- c. Pendage égal à 25° vers l'Est et direction du pendage de $N0^\circ$;
- d. Pendage égal à 24° vers l'Ouest et direction du pendage de $N45^\circ$
- e. Pendage égal à 15° vers l'Ouest et direction du pendage de $N0^\circ$;
- f. Pendage égal à 45° vers l'Ouest et direction du pendage de $N60^\circ$;
- g. Pendage égal à 20° vers l'Est et direction du pendage de $N0^\circ$;
- h. Pendage égal à 45° vers l'Ouest et direction du pendage de $N0^\circ$.

Cette éprouvette a été imprimée en double, le but étant de tester la répétabilité de l'essai et de la technique d'impression. La géométrie B a été construite de manière à ce que les discontinuités s'intersectent au maximum, et que leur pendage varie entre des valeurs plus faibles et plus élevés que l'angle de frottement des joints. Les discontinuités sont également choisies pour ne pas recouper les surfaces supérieures et inférieures de l'éprouvette sur lesquelles on impose le chargement, afin de minimiser les effets de bords. Cette géométrie doit permettre (i) d'étudier l'effet de la présence de multiples discontinuités à comportement individuel connu, sur le comportement global de l'éprouvette ; (ii) et d'étudier la déformation et l'interaction entre les blocs formés par les discontinuités.

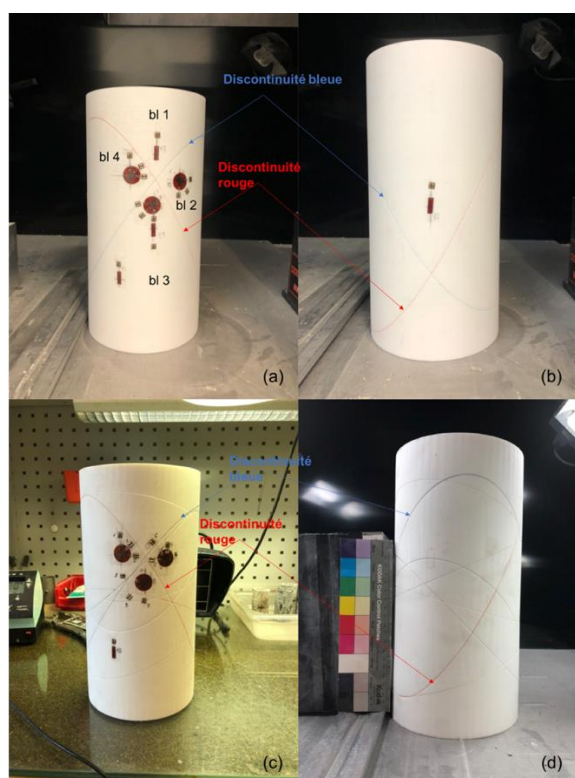


Figure 3.1 : Éprouvettes de compression, de dimension 16cm x32 cm, construites en PA12 par impression 3D (a et b correspondent à la géométrie A contenant 2 discontinuités, c et d correspondent à la géométrie B contenant 8 discontinuités). La discontinuité rouge correspond à un pendage de 60°, celle en bleue a un pendage de 55°.

Le nombre de ponts sur chaque discontinuité est choisi de sorte à respecter le pourcentage de ponts rocheux existant sur les joints « 12rb-Planar », à savoir 0,6% de ponts sur la surface du joint. Le choix d'avoir un pourcentage de ponts uniforme sur toutes les surfaces permet théoriquement d'avoir une cohésion égale pour tous les joints.

Le but principal de l'essai de compression est d'estimer le module de Young équivalent de l'éprouvette en PA12 en présence des discontinuités et d'estimer sa résistance à la compression. La courbe de comportement global de l'éprouvette (contrainte normale en fonction de la déformation axiale) est construite à partir des valeurs de déplacement entre les plateaux de compression, et de l'effort normal imposé pendant l'essai. Théoriquement, le module obtenu à partir des mesures de l'effort imposé et du déplacement entre les plateaux de compression est inférieur au module réel de l'éprouvette. La différence entre la raideur de la presse et celle du matériau, ainsi que la nature de l'interface matériau/plateau, peuvent avoir une influence sur le déplacement mesuré au niveau du plateau, et donc sur le module de Young. Le module global mesuré sur les éprouvettes testées dans ce chapitre donne une idée de l'ordre de grandeur du module réel. Les interfaces de nos éprouvettes étant identiques (les interfaces sont rectifiées de manière similaire pour qu'elles soient planaires), il est possible de comparer le module global de l'éprouvette contenant deux discontinuités et celui de l'éprouvette contenant huit discontinuités afin de tirer des conclusions sur l'influence de la géométrie sur le module équivalent de l'éprouvette. Six jauges de déformation axiale et trois rosettes (mesures axiale, transversale et à 45°) distribuées sur chaque éprouvette complètent les mesures de déformation sur l'éprouvette (figure 3.2). Les trois rosettes sont placées au niveau de l'intersection des deux discontinuités à 60° et 55°, pour essayer de tirer des informations sur le mouvement des

blocs au niveau des joints les plus inclinés. Les jauges axiales sont distribuées principalement à mi-hauteur de l'éprouvette, de manière symétrique. Toutes les jauges sont placées au même endroit pour les éprouvettes A et B, à l'exception des jauges 11, 13 et 15 qui sont placées sur trois discontinuités. Ceci permet de suivre plus spécifiquement le comportement local des joints, même si les jauges de déformation ne sont pas les plus adaptées pour ce type de mesures parce qu'elles risquent de se détacher ou de se plier si le joint subit un déplacement brutal. La vitesse de compression imposée est de 24 $\mu\text{m}/\text{min}$ pour un essai sur la géométrie A, et un essai sur l'éprouvette B, et de 12 $\mu\text{m}/\text{min}$ sur l'autre essai avec la géométrie B. Dans la suite du texte, les appellations B-v24 et B-v12, font référence à la géométrie B et à la vitesse de déformation appliquée à chaque éprouvette, en $\mu\text{m}/\text{min}$. Des cycles de chargement et déchargement sont exécutés au cours de l'essai pour vérifier si le comportement de l'éprouvette est purement élastique ou si une plastification de la matrice se produit durant les cycles. Des mesures sont prises toutes les cinq secondes. Le dispositif expérimental est présenté sur la figure 3.3.

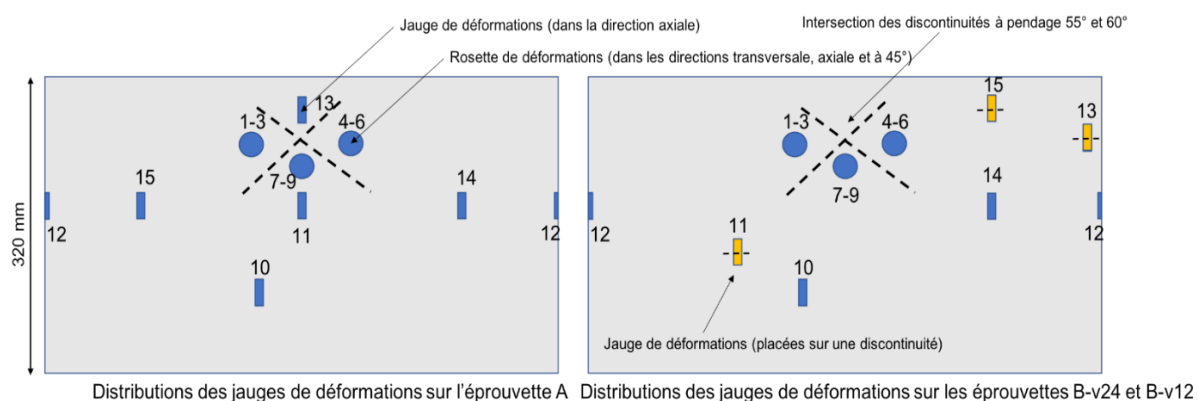


Figure 3.2 : Vue développée des éprouvettes avec la répartition des jauges de déformation sur les deux géométries testées. Les discontinuités ne sont pas présentées dans cette esquisse. Seules des traces, à titre indicatif, des deux discontinuités communes à toutes les éprouvettes (pendage 55° et 60°) sont présentées au niveau de leur croisement aux alentours des rosettes. Les jauges axiales en jaune sont les jauges placées sur des discontinuités de l'éprouvette B.

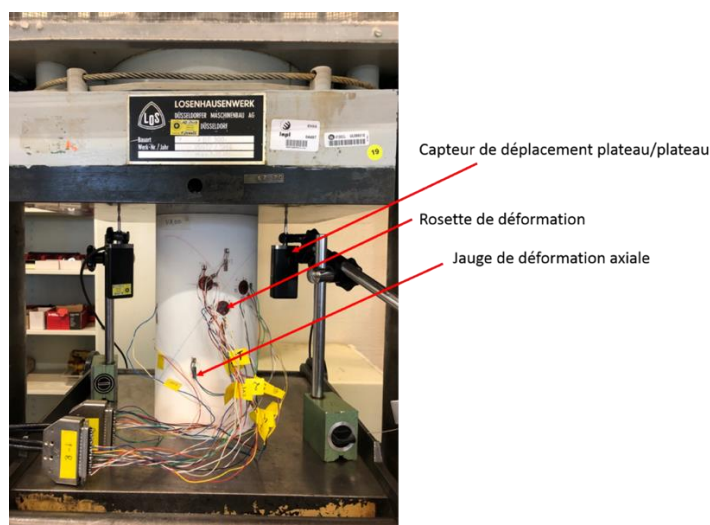


Figure 3.3 : Dispositif expérimental de l'essai de compression.

3.2 Résultats expérimentaux

La figure 3.4 présente l'évolution de la contrainte normale en fonction de la déformation mesurée à partir du déplacement entre les deux plateaux de la presse, pour la géométrie A (deux discontinuités) et B (B-v24 et B-12). Deux grandes phases de comportement mécanique global peuvent être observées pour les trois essais : la phase 1, pré-pic, et la phase 2, pic + post-pic. La phase 1 illustre le comportement élastique de l'éprouvette. Au cours de cette phase, huit cycles de chargement-déchargement ont été réalisés. La décharge est de 50% de la charge initiale au début du cycle. Aucune phase de relaxation n'est appliquée au cours de la recharge. La phase 2 illustre le comportement de l'éprouvette non réversible. Le début de la phase 2 est repéré par des oscillations des contraintes normales, liées à un déplacement simultané de blocs (plus de détails dans la partie 3.3.2). La résistance de compression uniaxiale maximale des éprouvettes est atteinte dans cette phase, suivie d'une rupture des éprouvettes suivant un plan de discontinuité. Le comportement de l'éprouvette n'est pas complètement fragile, la rupture est retardée par des mouvements le long des différentes discontinuités. Nous nous servons de ces essais dans un premier temps pour estimer le module de Young de la matrice et le module global de l'éprouvette. La résistance au pic est évaluée ensuite en fonction du nombre de discontinuités. L'effet des discontinuités est aussi pris en compte dans le comportement post-pic-

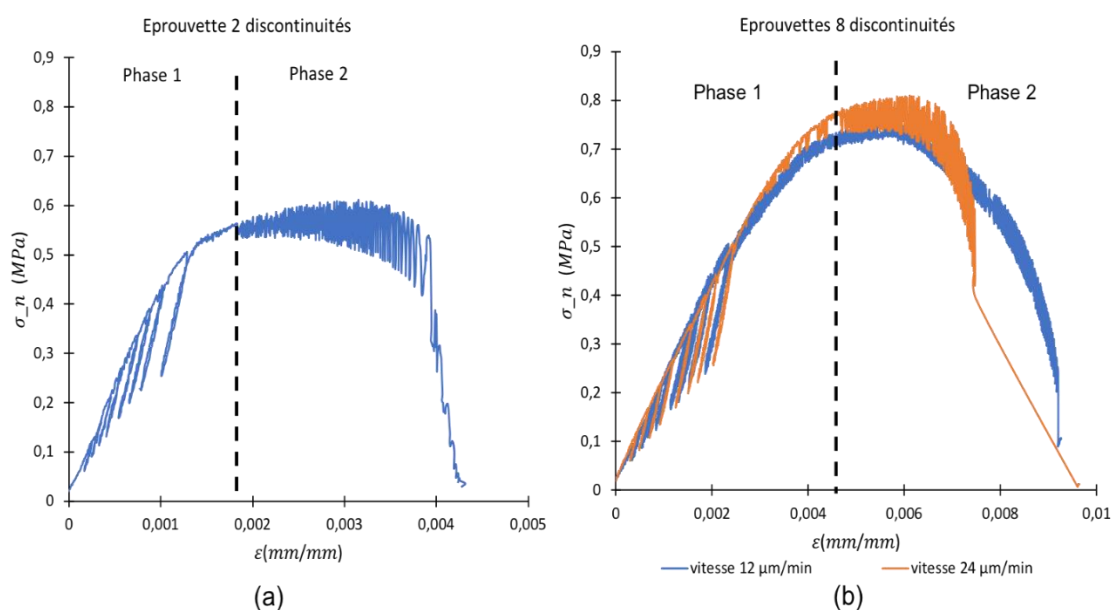


Figure 3.4 : Evolution des contraintes normales appliquées en fonction des déformations mesurées entre les deux plateaux de la presse pour (a) l'essai géométrie A (2 discontinuités) et (b) pour les deux essais géométrie B (8 discontinuités, B-v24 et B-v12).

3.2.1 Module de compression

Les essais de compression uniaxiale permettent à la fois d'estimer le module de Young équivalent de l'éprouvette contenant des discontinuités à partir des déformations mesurées de plateau à plateau ; et potentiellement celui de la matrice PA12, à partir des mesures locales effectuées

par les jauges de déformation situées loin des discontinuités. Ce dernier devrait être compris entre 1200 et 1600 MPa (cf. 2.5 – 2.6).

Le module de Young équivalent (global) de l'éprouvette prend en compte l'effet des discontinuités sur la dégradation des propriétés élastiques. Il est estimé comme étant la tangente à la partie linéaire de la « phase 1 » (figure 3.4). On trouve pour la géométrie A (deux discontinuités) une valeur de 430 MPa. Cette valeur, comme attendu, est plus faible que la valeur du module de Young du PA12. Les deux essais réalisés sur la géométrie B (huit discontinuités) présentent une « phase 1 » reproductible avec une pente identique renseignant sur un module global équivalent des éprouvettes de 220 MPa, environ 50% du module obtenu avec deux discontinuités. Ces valeurs sont à prendre avec précaution (sous-estimation du module liée à la déformation l'interface plateau/interface). L'idéal serait de pouvoir tester sur la même machine une éprouvette continue, sans aucune discontinuité, et ayant les mêmes dimensions. Cependant, les valeurs obtenues de 430 MPa en présence de deux discontinuités et de 220 MPa en présence de huit discontinuités sont suffisantes pour confirmer que les discontinuités ont causé une réduction significative du module équivalent. Cette valeur sera confirmée ensuite dans la partie 3.4 par la modélisation numérique. Les hystérèses lors des cycles de déchargement-chargeement sont réversibles et presque superposées pour les trois essais, ce qui met en évidence un comportement réversible élastique et une absence d'endommagement mécanique. Les modules calculés au niveau des cycles sont de l'ordre de 800 MPa pour l'essai A, et 470 MPa pour les essais B-v12 et B-v24. Nous retrouvons donc l'effet de réduction du module, lié à l'augmentation du nombre de discontinuités, sur les hystérèses.

Le module de la matrice PA12 est classiquement calculé à partir des données de jauges de déformations axiales (e.g. Wasserman *et al.*, 2009) selon l'Eq. 3.1 :

$$E = \frac{\sigma_n}{\varepsilon_L} \quad (3.1)$$

Avec E le module de Young (en MPa), σ_n la contrainte normale appliquée (en MPa) et ε_L la déformation axiale calculée à partir des jauges de déformation axiales.

Pour toutes les jauges, les hystérèses sont presque fermées et réversibles, et sont parallèles à différents niveaux de déchargement (e.g. figures 3.5a-3.6a). Le module local à la position des jauges est calculé donc en faisant la moyenne des modules obtenus à chaque cycle (la pente moyenne de l'hystérèse) des mesures d'une même jauge, sachant que la valeur des modules sur chaque cycle, pour une même jauge, est presque constante (aucune augmentation ou diminution systématique du module entre les cycles d'un même essai n'est observée, cf. annexe E). Les modules locaux de compression obtenus à partir de toutes les jauges axiales, pour les éprouvettes A et B-v24 (à 24 $\mu\text{m}/\text{min}$) sont présentés dans le tableau 3.1. Les deux essais réalisés sur des éprouvettes à huit discontinuités sont reproductibles dans la phase 1. Seuls les résultats de l'éprouvette testée à 24 $\mu\text{m}/\text{min}$ sont utilisés pour le calcul des modules des différentes jauges, parce qu'ils présentent moins de bruits que les résultats à la vitesse 12 $\mu\text{m}/\text{min}$. Les modules des jauges 11-13 et 15 de l'éprouvette B-v24 ne sont pas indiqués parce qu'il s'agit des jauges placées sur des discontinuités, et non pas sur la matrice. Pour l'éprouvette A (2 discontinuités), les résultats ont une moyenne de 1350 MPa et un écart type de 15%. Le module de PA12 est estimé à partir des quatre points de mesures, situés à une même hauteur (jauges 11-12-14-15), et diamétralement opposés (figure 3.2). Les courbes des contraintes normales appliquées en fonction des déformations des jauges montrent que les hystérèses sont superposées

avec l'enveloppe extérieure de la courbe (figure 3.5a), avec une faible différence entre les modules des différentes jauges (tableau 3.1) (un écart-type de 11% par rapport à la valeur moyenne des modules sur les jauges 11-12-14-15). La différence obtenue peut être liée à une répartition non-uniforme des contraintes causée par la présence des discontinuités et des ponts. Afin d'estimer la valeur du module élastique de la matrice en PA12, nous réalisons une moyenne des données obtenues à partir des jauges de déformations 11-12-14-15 (figure 3.5b). Ces jauges sont choisies par rapport à leur position sur l'éprouvette. Le module de Young obtenu à partir de la pente de chaque cycle de déchargement-charge est de 1290 MPa, avec un écart-type de 25 MPa. Ceci est compatible avec les valeurs qu'on peut obtenir en SLS pour le PA12, indiquant par suite une élasticité de la matrice (cf. 2.5 – 2.6 ; tableau 2.1).

Tableau 3.1 : Les modules locaux calculés à partir des hystérèses sur les différentes jauges axiales, pour les deux géométries A et B-24. Aucun module n'est renseigné sur les jauges 11-13 et 15 de l'éprouvette B-24 parce qu'il s'agit des jauges placées sur les discontinuités. La moyenne et écart-type des modules locaux des jauges est calculé sur toutes les jauges axiales de chaque géométrie (moyenne globale) et sur les quatre jauges axiales centrées et diamétralement opposées de la géométrie A. Le module du PA12 est calculé à partir de la jauge moyenne équivalente aux jauges 11-12-14-15. La position des jauges est indiquée sur la figure 3.2.

	Module (MPa) – géométrie A	Module (MPa) – géométrie B-v24
1	1363	1190
4	1206	825
7	1097	997
10	1790	1252
11	1303	X
12	1140	724
13	1550	X
14	1265	748
15	1495	X
Moyenne globale (totale)	1350	956
Ecart-type global	15%	24%
Moyenne des jauges 11-12-14-15	1300	X
Ecart-type des jauges 11-12-14-15	11%	X
Jauge équivalente à 11-12-14-15 ; E_{PA12} (figure 3.5b)	1290	X

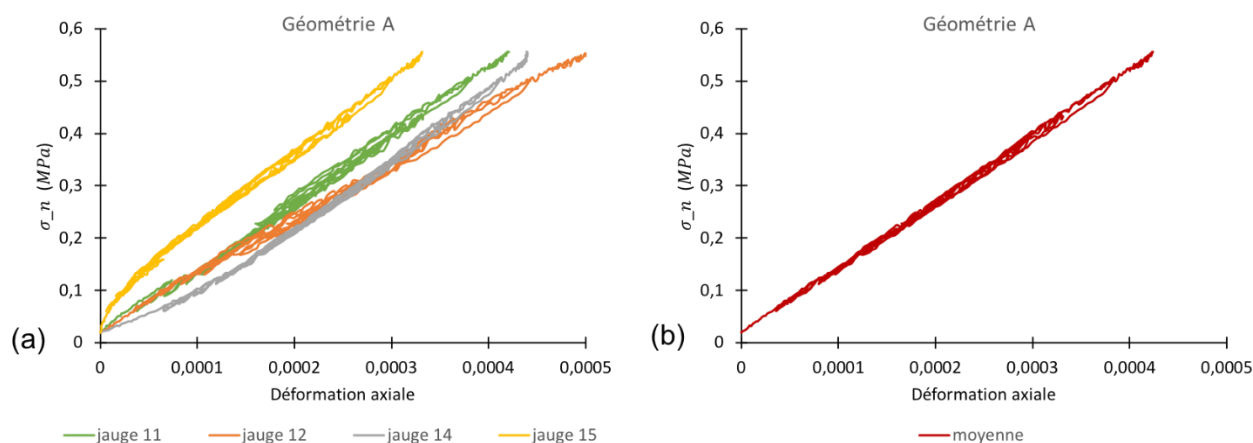


Figure 3.5 : Comportement de l'éprouvette A en compression, dans la phase 1. Sur la figure (a), l'évolution des contraintes en fonction des déformations des jauges placées à mi-hauteur de l'éprouvette. Sur la figure (b), l'évolution des contraintes en fonction de la déformation pour la moyenne des résultats des jauges 11-12-14 et 15. Le module de cette courbe moyenne servira pour le calcul du module de Young du PA12.

La même méthode de calcul des différents modules est appliquée pour l'éprouvette B (huit discontinuités). En regardant les différentes jauges de déformations axiales, nous remarquons une variation des déformations plus importante que celles obtenues pour la géométrie A, avec des cycles réversibles et parallèles, mais qui ne sont pas totalement superposés avec la courbe principale (figure 3.6). La moyenne globale obtenue sur l'ensemble des jauges axiales est de 956 MPa avec un écart de 24%, plus important que l'écart en présence de deux discontinuités (15%) (tableau 3.1). Nous remarquons aussi que les valeurs des jauges ayant la même position sont différentes d'un essai à un autre. Par exemple, les jauges 1 et 12 possèdent la même position sur les éprouvettes A et B-v24. Le résultat de ces jauges est représenté sur la figure 3.7. Nous remarquons un écart plus important entre les jauges 1 et 12 sur l'éprouvette B que sur l'éprouvette A. Ces observations sont mises en évidence par les valeurs moyennes des modules obtenues. L'écart obtenu indique que la répartition des contraintes dans les deux éprouvettes n'est pas identique, et elle est influencée par les discontinuités.

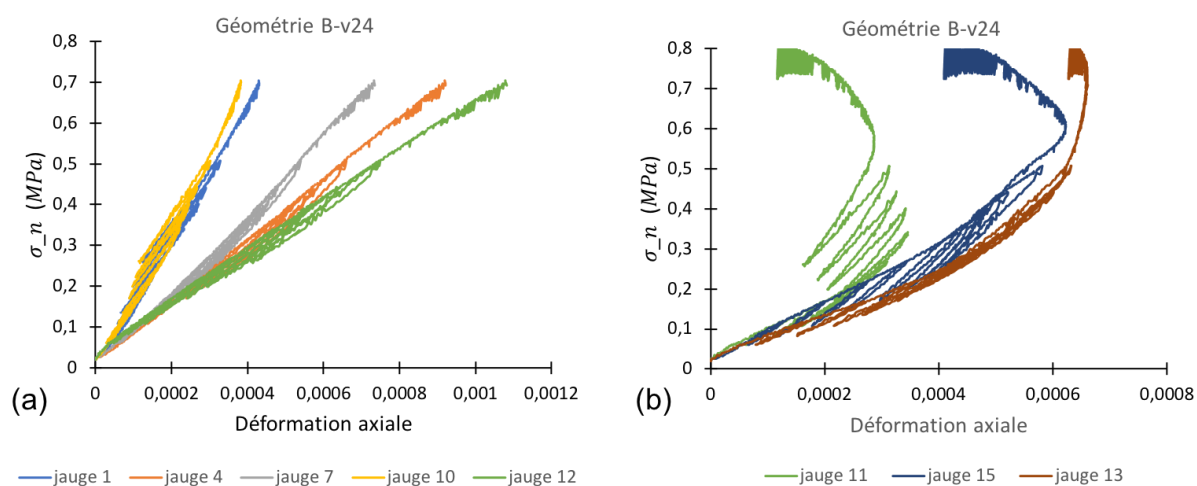


Figure 3.6 : Comportement de l'éprouvette B-v24 en compression dans la phase 1 (pré-pic). Sur (a), la variation des contraintes externes appliquées en fonction des déformations des jauges axiales placées sur la matrice, et dans (b) celle des jauges axiales placées sur les discontinuités.

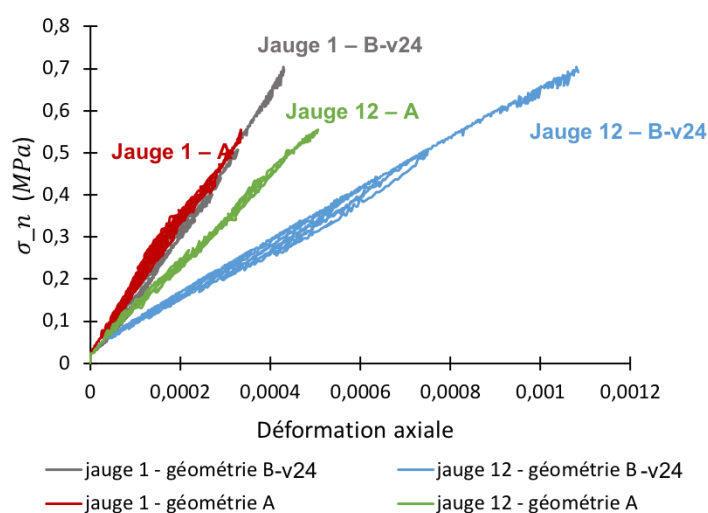


Figure 3.7 : Comparaison des jauges axiales 1 et 12 pour les deux géométries A et B-24.

Les jauges 11, 13 et 15 de l'essai B-v24 à huit discontinuités sont placées sur des discontinuités. Nous avons choisi de les positionner aux endroits où l'intersection entre la discontinuité et le bord de l'éprouvette est le plus horizontal possible, afin que la jauge mesurant le déplacement normal sur la discontinuité soit à la verticale. L'objectif de ces jauges est de suivre la déformation au niveau des joints plutôt que la matrice. Les résultats montrent que les joints subissent au début de l'essai une fermeture, puis une réouverture qui dépendra du mouvement des blocs (figure 3.6b). Ces mesures permettent de donner une idée de ce qui se passe au niveau des joints. Les résultats de ces jauges sont tout de même à nuancer car ces jauges sont généralement utilisées pour mesurer les déformations au niveau de la matrice rocheuse plutôt qu'au niveau de la discontinuité. Par ailleurs, une infiltration de la colle au moment du collage des jauges peut avoir lieu, et les résultats ne sont pas très exacts du moment où la jauge peut se déformer et se coincer au niveau de la discontinuité.

3.2.2 Phase post-pic

La phase 2 est formée par la résistance maximale des éprouvettes et le comportement lié à leur rupture. Pour l'éprouvette A formée par deux discontinuités, à partir du dernier cycle de chargement-déchargement, un changement clair de pente a lieu jusqu'à atteindre le pic à 0,61 MPa pour une déformation mesurée entre les deux plateaux de la presse de l'ordre de 0,003 mm/mm (figure 3.4a). Pour la géométrie B (essais à huit discontinuités), la résistance au pic de ces éprouvettes est, contrairement à ce qui était attendu, supérieure à la résistance de l'éprouvette A. Elle est de l'ordre de 0,78 MPa avec un écart acceptable de 6% entre les essais : résistance de 0,76 MPa pour une vitesse de 12 $\mu\text{m}/\text{min}$ et de 0,81 MPa pour une vitesse de 24 $\mu\text{m}/\text{min}$. Les résistances maximales des éprouvettes B sont atteintes pour une déformation plateau/plateau de l'ordre de 0,006 mm/mm, soit le double de la déformation atteinte pour l'essai A (figure 3.4b).

Les comportements post-pic des trois éprouvettes sont comparables de manière globale : plusieurs discontinuités sont sollicitées et des déplacements ont lieu à leur niveau, avant que l'éprouvette ne subisse une rupture le long d'un plan de discontinuité bien défini, ayant l'un des pendages les plus élevés (60° ou 55°). Les détails et différences repérées entre les essais sont présentées ci-dessous.

Pour l'éprouvette A, nous avons remarqué que les deux discontinuités sont déplacées au cours de l'essai : la discontinuité à pendage 60° (en rouge sur la figure 3.1a) se met tout d'abord à se déplacer très faiblement. Ensuite, la deuxième discontinuité (pendage de 55° , en bleue sur la figure 3.1a) est mobilisée et la rupture totale a lieu au niveau de celle-ci (figure 3.8a). Cependant, la rupture n'est pas brutale. La déformation varie de 0,0017 à 0,004 avant que l'éprouvette ne se casse en deux blocs. Il faut noter que cette rupture a lieu au niveau de la discontinuité (rupture des ponts) sans endommagement visible de la matrice (figure 3.8b). Les résultats sont discutés en détails dans la section 3.3.

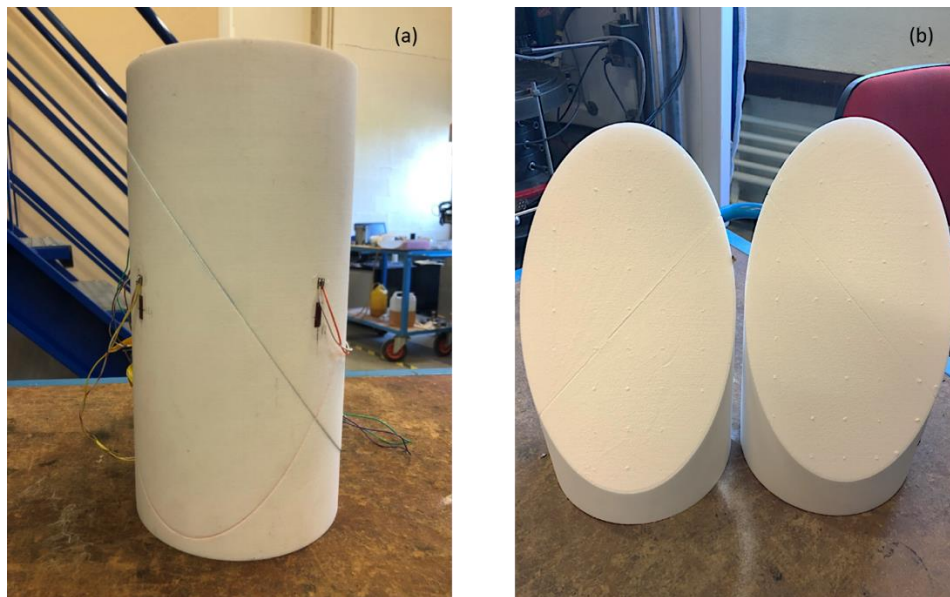


Figure 3.8 : Etat de l'éprouvette A après rupture : (a) rupture au niveau du joint avec un pendage de 55° , (b) état du joint et rupture des ponts sans endommagement de la matrice.

Les deux essais de la géométrie B, bien qu'ils aient une phase élastique reproductible, et une résistance équivalente, diffèrent au niveau de leur comportement post-pic et de leur plan de rupture. Au début, les mêmes discontinuités se mettent à bouger (bleue et rouge). Il s'agit des deux discontinuités les plus inclinées, présentes sur l'éprouvette A. Cet aspect est illustré dans la figure 3.9 : le cercle bleu montre qu'il y a un déplacement de blocs lié au glissement au niveau de la discontinuité bleue. Le cercle rouge montre le mouvement de la discontinuité rouge. En noir on peut mettre en évidence un mouvement lié à l'interaction entre différentes discontinuités. Des déplacements différents ont lieu au cours des essais jusqu'à atteindre la rupture finale. A une vitesse de compression de $24 \mu\text{m}/\text{min}$ (éprouvette B-v24), c'est la discontinuité bleue, 55° de pendage, qui rompt (figure 3.10a). La déformation axiale (entre plateaux) maximale obtenue pour cet essai est de 0,0075. Cependant, pour le deuxième test, c'est la discontinuité ayant un pendage de 60° qui rompt (figure 3.10b), et l'essai se termine après un déplacement axial plus important (déformation finale de 0,009). Les figures 3.11a-b des plans de ruptures après l'essai mettent en évidence des mécanismes de déformations faisant intervenir des déplacements et des rotations de blocs, où tous les blocs semblent mobilisés et décalés de leur position principale (nous observons des décalages entre les blocs séparés par une discontinuité). Cette observation est liée au mouvement de blocs mis en évidence par les jauges placées sur les discontinuités, sur lesquelles nous identifions une fermeture puis réouverture

des joints. Des observations de mouvements entre les blocs ont pu être effectuées tout au long des essais.

Nous remarquons aussi que la rupture à $24 \mu\text{m}/\text{min}$ ne se fait pas sur la totalité du plan de la discontinuité bleue. Une partie du bloc supérieur, très petite en volume, reste solidaire du plan de la discontinuité bleue. Il s'agit des deux blocs minces situés juste au-dessus de la rosette 4-6 (figure 3.11a).

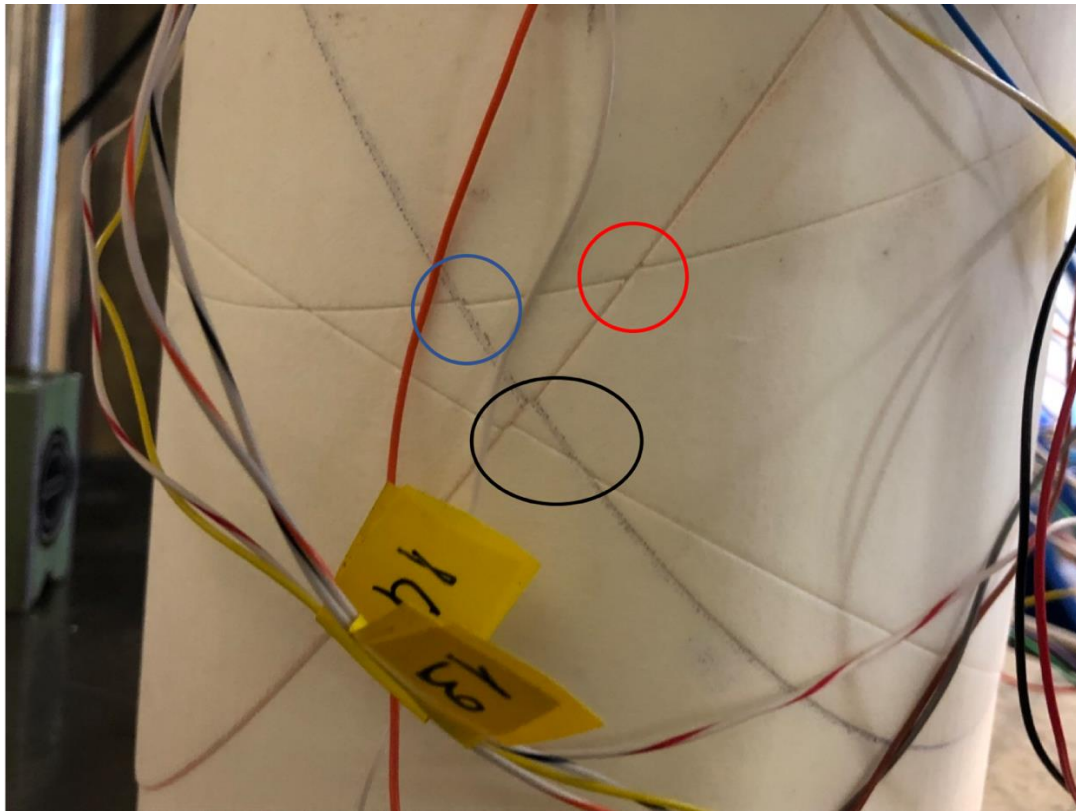


Figure 3.9 : Visualisation des mouvements de blocs et de discontinuités bleue et rouge pour l'éprouvette B-v12. Le cercle rouge montre le déplacement le long de la discontinuité rouge (pendage 60°), le cercle bleu montre le déplacement le long de la discontinuité bleue (55°) et le cercle noir montre le mouvement des blocs résultant.

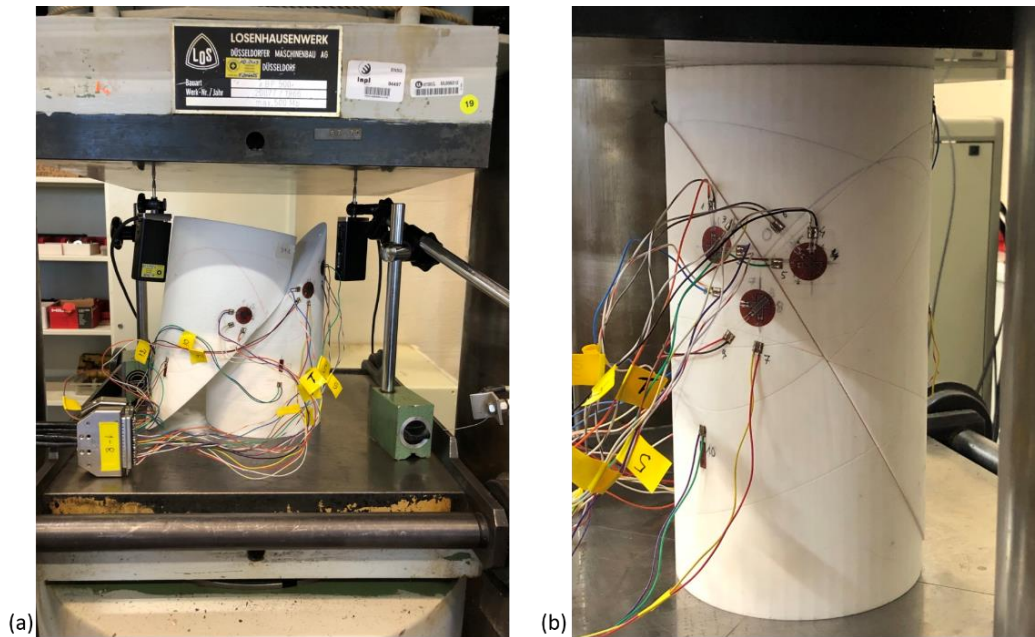


Figure 3.10: Etat des éprouvettes (a) B-v24 et (b) B-v12 après rupture. L'éprouvette B-v24 subit la rupture suivant le plan de pendage 55° , B-v12 suivant le plan de pendage 60° .



Figure 3.11 : Plan de rupture des éprouvettes (a) B-v24 et (b) B-v12. La rupture a lieu au niveau des ponts rocheux sans endommagement de la matrice. Dans (a), la rupture ne se fait pas sur un plan unique. Les ovales bleus montrent une discontinuité de la surface de glissement avec un bloc resté solidaire de la surface (demi-éprouvette de gauche).

3.3 Discussion des résultats

Les résultats liés aux différents modules calculés et au module de Young du PA12, ainsi que les valeurs de résistance au pic des trois éprouvettes et le comportement post-pic sont discutés en détails dans cette section.

3.3.1 Modules de compression

Le module global obtenu sur les courbes de variation de contrainte en fonction de la déformation mesurée entre les deux plateaux de la presse diminue avec l'augmentation du nombre de discontinuités. Il prend la valeur 430 MPa pour une éprouvette à deux discontinuités, contre 220 MPa pour une éprouvette formée de huit discontinuités (pour rappel, le module de Young du PA12 est de 1600 MPa). Ce résultat expérimental confirme ce qui est généralement admis (et observé in-situ), que les discontinuités causent une dégradation des propriétés mécaniques élastiques homogénéisées des massifs et que le module équivalent des massifs est inférieur à celui de la roche intacte.

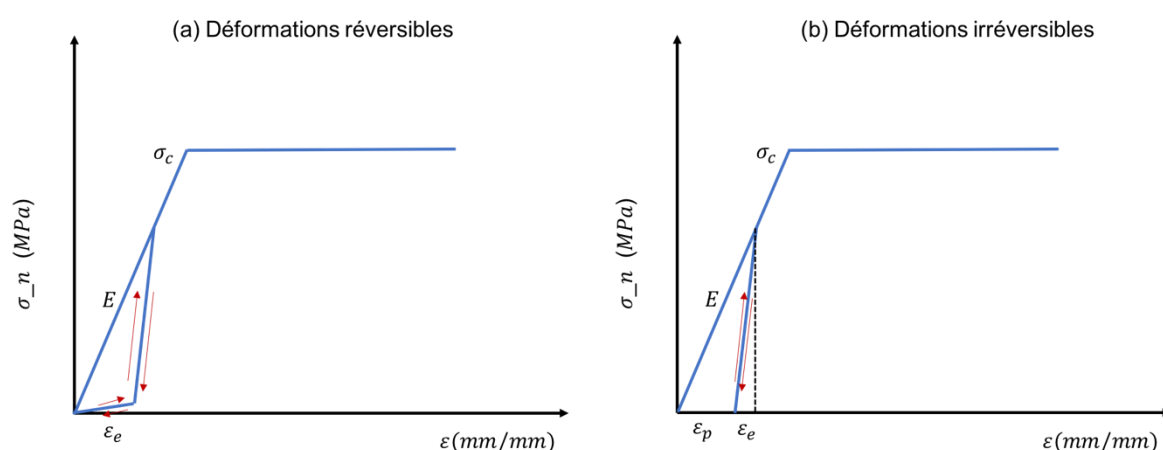


Figure 3.12 : Déformations réversibles et non réversibles des éprouvettes au cours d'un essai de compression (représentation idéalisée).

L'analyse des cycles de chargement-déchargement permet d'interpréter le comportement de l'éprouvette dans la phase 1, et de vérifier si ce comportement est élastique ou plastique. Pour des questions de temps, la décharge effectuée au cours des essais n'est que de 50%. Pour valider totalement l'hypothèse que la première phase (pré-pic) présente un comportement purement élastique, il aurait été intéressant de décharger totalement les éprouvettes. Cette démarche aurait permis de discriminer deux comportements : (i) soit les déformations à la fin d'un cycle complet de déchargement redeviennent nulles (figure 3.12a), dans ce cas le comportement de la matrice et des discontinuités est purement élastique, et contient une part d'élasticité non linéaire. Cette non-linéarité est expliquée selon Hawkes et Mellor, 1970 par une réversibilité non immédiate de la déformation des discontinuités ; (ii) soit il reste une déformation résiduelle à la suite du déchargement complet, et les déformations obtenues sont donc en partie réversibles ε_e , et en partie permanentes et plastiques ε_p (figure 3.12b). Les déformations plastiques peuvent être liées à une déformation des joints non réversible, ou à une plastification de la matrice. Pour l'essai sur l'éprouvette A, le fait que les hystérèses liées au chargement-déchargement sur la figure 3.4a sont très serrées et parallèles à

tous les niveaux de contraintes, permet d'identifier un comportement global élastique réversible et linéaire, où on revient à la même déformation après le chargement (Gasc-Barbier et Wasserman, 2013). Cette hypothèse d'élasticité est également mise en évidence dans la figure 3.5a, où le relevé des jauges de déformations placées à mi-hauteur de l'éprouvette montre des cycles de chargement-déchargement réversibles, serrés et se superposant avec la courbe de chargement-avec un module de la matrice de 1290 MPa, compatible avec les modules de Young classiques du PA12. De plus, le module global calculé à partir des différents points de mesures distribués sur toute l'éprouvette semble être homogène (1350 MPa en moyenne globale avec 15% d'écart). Toutes ces informations constituent des arguments forts qui soutiennent l'hypothèse d'élasticité de la matrice dans la première phase, même à 50 % de décharge. Le comportement élastique est aussi présent sur les essais à huit discontinuités, durant lesquelles les cycles de chargement-déchargement présentent aussi à chaque position des hystérèses parallèles et serrées (figures 3.4b-3.6a).

Toutefois, le comportement au niveau de la géométrie B est plus compliqué à interpréter, en présence de huit discontinuités qui se recoupent. En effet, nous avons remarqué une hétérogénéité plus importante au niveau des différents points de mesures (un module moyen de 956 MPa et 24% d'écart-type). Deux hypothèses principales peuvent être à l'origine de ces différences. La première consiste à considérer une hétérogénéité de la matrice du PA12 qui cause une différence du module de Young entre les différentes fabrications, et au sein d'une même éprouvette. Cependant, les différents essais mécaniques réalisés au cours de ce travail de thèse ont montré une reproductibilité des échantillons, et donc la différence des modules estimés ne peut pas être expliquée seulement par une incertitude liée à la fabrication. Une deuxième hypothèse est liée à une distribution des contraintes non uniforme au niveau de la matrice, liée à la présence des discontinuités et des ponts rocheux, et donc à des contraintes locales différentes de la contrainte mesurée entre les deux plateaux de la presse. Cette distribution non uniforme est plus importante en présence de 8 discontinuités, où il y a plus de blocs qui vont se mettre en mouvement, et donc plus de coins à se former et à causer une concentration de contraintes. Une méthode d'estimation de la concentration des contraintes locales consiste à comparer les déformations locales pour un même niveau de contrainte normale extérieure appliquée. Sous l'hypothèse que le module de Young de la matrice est uniforme (élasticité de la matrice) pour toutes les éprouvettes (2 et 8 discontinuités), et en appliquant la loi de Hooke, on peut considérer que l'augmentation de déformation dans l'éprouvette contenant 8 discontinuités est liée à une augmentation des contraintes locales et une concentration de contraintes par rapport aux contraintes locales générées dans l'éprouvette contenant 2 discontinuités. Une méthode d'estimation de la concentration des contraintes locales, est de calculer le rapport entre les déformations locales des éprouvettes contenant 2 et 8 discontinuités, pour une contrainte normale externe fixe. Les résultats sont présentés dans le tableau 3.2 pour une contrainte normale externe de 0,5 MPa. Par exemple, la jauge 12 présentant une concentration importante de contrainte locale est fixée sur un bloc qui forme sur son extrémité un coin au niveau des deux discontinuités principales sollicitées (figure 3.1b). Il est remarquable aussi que la majorité des déformations locaux calculés sur l'éprouvette B sont plus importantes que ceux calculés sur l'éprouvette A, pour les mêmes positions. Cependant, il s'agit de 6 points de mesures sur toutes l'éprouvette, non suffisamment réparties sur la périphérie. Il serait intéressant donc de comparer les modules globaux sur d'autres points pour vérifier s'il s'agit d'une augmentation des contraintes entre les deux géométries sur toute la périphérie ou sur des zones bien précises.

Tableau 3.2 : Le pourcentage des écarts entre les déformations locales des jauges axiales sur éprouvettes A et B-v24, pour une contrainte normale externe de 0,5 MPa. Ces pourcentages renseignent sur le pourcentage de concentration de contraintes.

Jauges	1	4	7	10	12	14
$\%(\varepsilon_{B-v24} - \varepsilon_A)/\varepsilon_A$	6,8%	63%	-10%	42%	66%	75%

3.3.2 Résistance au pic

Au pic, nous remarquons une large différence entre la résistance à la compression du PA12 intact (42 MPa), et celle de l'éprouvette avec deux discontinuités (0,61 MPa). Ceci est justifié par les propriétés faibles des discontinuités (une cohésion de 0,162 MPa et un angle de frottement de 23,5) et leur pendage fort. Dans un premier temps, on peut estimer la résistance théorique d'une éprouvette qui ne contiendrait qu'une seule discontinuité, afin de vérifier l'ordre de grandeur du résultat obtenu :

$$\sigma_c = \min \left(R_c; \frac{c_j \cos(\varphi_j)}{\cos(\theta) \sin(\theta - \varphi_j)} \right) \quad (3.2)$$

Avec σ_c la résistance à la compression de l'éprouvette discontinue (en MPa), R_c la résistance à la compression du PA12 (en MPa), c_j la cohésion du joint (en MPa), φ_j son angle de frottement et θ son pendage. L'application de cette relation pour un joint ayant 0,6% de ponts rocheux (équivalent à une cohésion de 0,163 MPa), un angle de frottement de 23,5° et un pendage de 55° donne une résistance $\sigma_c = 0,49 \text{ MPa}$, légèrement inférieure à la résistance en compression obtenue expérimentalement pour deux discontinuités. Théoriquement, plus un massif est fracturé, moins il est résistant, ce qui est contradictoire avec les valeurs obtenues. Cette différence peut être liée à l'écart entre la valeur réelle de la cohésion et angle de frottement, et celle utilisée dans l'équation analytique et déduite à partir du critère de rupture développé dans la section 2.7.4 – partie A. L'ordre de grandeur obtenu expérimentalement est donc compatible avec les formulations analytiques. Cependant, ce résultat contre-intuitif est obtenu aussi expérimentalement (figure 3.13) : la résistance des éprouvettes contenant huit discontinuités (0,78 MPa) est 1,3 fois plus importante que la résistance de l'éprouvette contenant seulement deux discontinuités (0,61 MPa). La différence entre les propriétés mécaniques réelles et théoriques ne peut pas seule expliquer cet écart important.

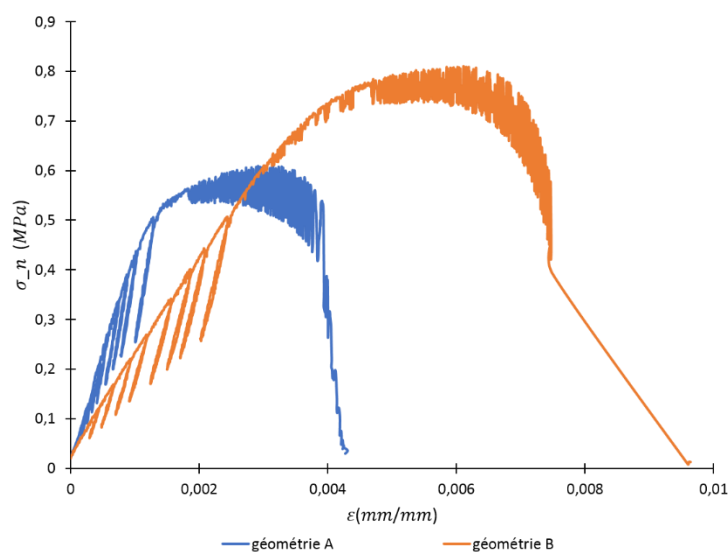


Figure 3.13 : Comparaison entre la variation des contraintes en fonction de la déformation entre plateaux, pour les deux essais A et B-v24, à une vitesse de 24 $\mu\text{m}/\text{min}$.

Une explication peut être liée au mode de rupture de l'éprouvette et à la mise en place d'un mouvement des blocs, qu'on nomme « mécanisme de blocs », traduisant l'ensemble des interactions entre les blocs qui bougent les uns par rapport aux autres et des redistributions de contraintes associées. En effet, lorsque les discontinuités principales sont sollicitées et se mettent en mouvement, les blocs vont bouger. Le mouvement des blocs est contrôlé en partie par le mode de rupture des discontinuités (en traction, ou en cisaillement). Certains blocs, en se déplaçant, ou en ayant des mouvements de rotation, se bloquent les uns contre les autres, causant par suite une augmentation de la déformation et un retard de la rupture. Il se peut également qu'en se déplaçant les blocs modifient la surface de la discontinuité principale (celle qui rompt à la fin de l'essai), en créant des petites marches d'escalier entre les différentes parties de la surface, et modifient donc sa résistance globale au cisaillement. Ce mouvement de blocs est mis en évidence sur les résultats des jauges placées sur des discontinuités, et montrant une fermeture puis réouverture des joints (figure 3.6b).

Un autre phénomène lié à ce mécanisme et qui pourrait expliquer en partie l'augmentation de la résistance à la compression en présence des discontinuités est l'état de contrainte local. En effet, le mode de rupture des joints peut causer des mouvements complexes des blocs et du poinçonnement entraînant une redistribution des contraintes sur le plan de fracture principal hétérogène, ce qui retarde le glissement généralisé sur le plan. La redistribution hétérogène des contraintes est mise en évidence à partir des mesures des jauges. Les déformations des jauges ne sont pas identiques sur les points de mesures, et ils sont de plus en plus hétérogènes en présence de huit discontinuités. Nous avons obtenu un écart global entre les modules des jauges de 24% pour l'éprouvette B, contre 15% pour l'éprouvette avec simplement deux discontinuités (tableau 3.1). Bien que les jauges donnent surtout des informations dans la phase élastique, cependant le phénomène de concentration de contrainte est présent en pré et post-pic. Cette redistribution de contrainte peut causer une concentration des efforts non homogène sur une même surface de joint et retarder donc la rupture.

Considérons l'essai de l'éprouvette A pour expliquer plus concrètement le mouvement des blocs : dans cette éprouvette, les deux joints se recoupent de sorte à former quatre blocs. Ces blocs vont

bouger les uns par rapport aux autres, en fonction du comportement des joints. Nous remarquons au début de l'essai que les deux joints sont mobilisés en même temps. Une fois le pic atteint, le joint bleu (pendage 55°) semble glisser de manière nette mais lente. Cependant, le glissement n'est pas brutal : la présence de deux discontinuités, et donc de quatre blocs, empêche le glissement rapide du joint bleu. Autrement dit, le glissement le long du joint bleu (blocs 1-4) est retardé par une sollicitation du joint rouge et un faible mouvement des blocs 1-2 (figure 3.1). Le déplacement simultané des blocs est probablement à l'origine des oscillations observées (du bruit) en post-pics, où la machine essaye de rattraper le jeu lié à ce mouvement. Ce phénomène existe dans les autres essais mais à une échelle plus grande : l'éprouvette B contient 48 blocs au lieu de 4. La figure 3.9 met en évidence ce qu'on a appelé « un mécanisme de blocs » où les différents blocs sont déplacés. La probabilité qu'un bloc vienne s'appuyer sur son bloc voisin et retarde son mouvement est plus importante. Nous pouvons imaginer que l'effet de ce grand nombre de blocs est similaire à un effet de « pression de confinement » virtuelle, où les blocs ajoutent de la pression les uns sur les autres, aboutissant donc à une augmentation de la résistance. Les études existantes sur la résistance des éprouvettes en compression uniaxiale sont généralement faites sur des géomatériaux, avec des géométries de joints plus régulières (deux familles de discontinuités). Elles mettent en évidence l'interaction entre les familles de discontinuités, mais aussi des modes de rupture des joints et de la matrice simultanément, avec une propagation de nouvelles fissures et endommagement de la matrice (Kulatilake *et al.*, 1997 ; 2006 ; Cheng *et al.*, 2016). Les différents travaux dans ce domaine ont démontré que le mode de rupture des joints, et par suite la résistance à la compression sont liés à leurs propriétés géométriques (dimension des ponts rocheux, espacement des joints, longueur des joints, pendage). A titre d'exemple, Prudencio et Van Sint Jan, 2007 ont testé différentes configurations d'éprouvettes contenant chacune une série de joints réguliers, en faisant varier l'inclinaison des joints, l'espacement et la dimension des ponts rocheux et la longueur des joints. Ils ont comparé deux séries (figure 3.14) qui diffèrent du point de vue espacement et longueurs des joints, et ils ont trouvé une résistance légèrement plus importante pour l'éprouvette contenant le plus de joints. Ils ont expliqué cet effet par la longueur des joints la plus faible qui aboutit à un facteur de tenacité plus faible, et donc à une augmentation de la résistance. Donc même si les travaux existants ne sont pas comparables explicitement avec les essais présentés, ils nous permettent de confirmer que la géométrie et distribution des joints a une influence sur la résistance globale. Cependant, ceci reste une hypothèse et des essais supplémentaires, avec des géométries simplifiées sont nécessaires pour préciser les modes de rupture liés à ce type de joints.

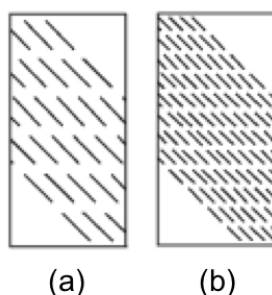


Figure 3.14 : Exemples de séries de géométrie comparées sous essais de compression, d'après les travaux de Prudencio et Van Sint Jan, 2007. La géométrie (b) a une résistance plus importante.

3.3.3 Plan de rupture

Théoriquement, et en appliquant l'équation 3.2, la résistance minimale d'un joint est atteinte pour une inclinaison $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_j}{2}$. Il s'agit donc, pour nos essais, d'une rupture au niveau de la discontinuité ayant un pendage de 55°. Ceci est le cas pour deux parmi trois des essais. L'application de l'Eq. 3.2 pour ces deux cas permet de vérifier que la différence de 5° pour les propriétés mécaniques identiques de ces deux joints, n'a pas d'influence et que la rupture sur ces deux discontinuités est presque équivalente ($\sigma_c = 0,5$ pour le joint rouge et 0,496 pour le joint bleu). Une petite différence dans les propriétés des ponts liée à des bruits au niveau du processus de la fabrication est suffisante pour favoriser la rupture sur un plan ou sur l'autre. Un autre paramètre à tester est la vitesse de déformation imposée : les deux essais testés à 24 $\mu\text{m}/\text{min}$ ont indiqué une rupture sur le plan de la discontinuité bleue, alors que l'essai à une vitesse de 12 $\mu\text{m}/\text{min}$ indique une rupture selon le plan rouge.

Les résultats préliminaires obtenus à partir de ces essais sont globalement satisfaisants pour une application à long terme, l'idée de départ étant de construire un modèle réduit d'un massif dont le comportement est contrôlé par les discontinuités. Les résultats obtenus montrent que la technique choisie d'impression 3D, la SLS, nous permet de contrôler le comportement global du massif à partir des discontinuités et de leurs propriétés sans causer un endommagement de la matrice. A court terme, les résultats sont intéressants. Tout d'abord, nous avons démontré que le module de compression équivalent des massifs diminue en augmentant le nombre de discontinuités. Un comportement particulier est mis en évidence à travers ces essais : le comportement global est principalement ductile avec une rupture retardée au niveau d'un plan de fracture. En plus, la résistance à la compression la plus élevée est obtenue pour l'échantillon contenant le plus de discontinuités. Nous expliquons ce résultat par un mouvement et rotation des blocs, et une redistribution des contraintes hétérogènes sur le plan de fracture pouvant causer un retard de la rupture et une augmentation de la résistance. La distribution hétérogène des contraintes est mise en évidence à partir des mesures de jauges situées sur les différents blocs des éprouvettes. Cependant, il manque des essais expérimentaux pour pouvoir valider les hypothèses avancées expliquant les différences de comportement entre les trois essais réalisés. Dans le but d'essayer de répondre à ces questions et de valider nos hypothèses, nous réalisons une modélisation numérique des essais expérimentaux en utilisant 3DEC.

3.4 Modélisation numérique

Dans cette partie nous cherchons à vérifier si la modélisation numérique permet de reproduire le comportement obtenu expérimentalement. Plus explicitement, est-il possible de reproduire le mouvement des blocs observé expérimentalement ? Est-ce que les modèles numériques sont capables de reproduire le phénomène d'augmentation de la résistance en présence des discontinuités ? Peut-on mettre en évidence numériquement une répartition hétérogène des contraintes, similaires à celle observée expérimentalement ? Le logiciel utilisé dans cette partie est le logiciel d'éléments distincts 3DEC, qui est la version 3D de UDEC (utilisé dans la modélisation des essais de cisaillement). Ceci permet d'utiliser donc les mêmes paramètres et loi de comportement utilisés précédemment. L'utilisation de 3DEC dans ce type de modélisation présente l'avantage de reproduire

le pendage, la direction de pendage et l'extension des discontinuités dans l'espace tridimensionnel, en affectant à ces plans les propriétés mécaniques propres aux discontinuités rocheuses.

Nous simulons sur 3DEC des essais de compression uniaxiale, sur les deux géométries testées au laboratoire (figures 3.15-3.16). Les discontinuités en rouge et bleue sont les discontinuités principales ayant comme pendage respectivement 60° et 55°. Une vitesse de déformation verticale est appliquée sur la face supérieure. La face inférieure est fixée verticalement. En plus, les deux surfaces supérieure et inférieure sont fixées dans le plan horizontal, pour tout X et Y, dans le but de simuler le frettage qui peut avoir lieu au cours de l'essai expérimental. Des propriétés mécaniques identiques sont affectées aux discontinuités, étant donné que le pourcentage des ponts rocheux est identique sur tous les joints. Ces propriétés sont celles utilisées dans UDEC, avec un comportement Coulomb + résiduel pour les joints, et un comportement élastique pour la matrice (tableau 3.3). Contrairement aux modélisations effectuées au chapitre 2 (section 2.2.1 – partie B), aucun écrouissage n'est pris en compte et le passage de la résistance au pic à la résistance résiduelle est brutale. Même avec les effets de blocs, les contraintes maximales attendues sont largement plus faibles que la limite élasto-plastique du PA12 (42 MPa) : la plus grande concentration de contrainte obtenue sur les éprouvettes est de l'ordre de 50%, pour une éprouvette à huit discontinuités, ce qui fait une contrainte totale de l'ordre de 1,2 MPa (tableau 3.2)

Tableau 3.3 : Propriétés mécaniques utilisés dans la modélisation mécanique 3DEC. La masse volumique ρ , le coefficient de Poisson ν , et le module de Young du PA12 (E) sont les propriétés de la matrice. Les raideurs normale (k_n) et tangentielle (k_s), l'angle de frottement φ_j , la cohésion c_j et l'angle de frottement résiduel $\varphi_{j,r}$ sont les paramètres des joints.

Éprouvette	ρ [kg/m ³]	ν	E [MPa]	k_s [MPa/mm]	k_n [MPa/mm]	φ_j [°]	c_j [MPa]	$\varphi_{j,r}$ [°]
12rb	920	0,25	1600	1,7	23,6	23,5	0,1632	21,8

Les contraintes verticales sont mesurées sur la surface plane située 1cm au-dessous de la surface supérieure, et le déplacement différentiel entre les deux surfaces planes est calculé à l'aide d'une fonction FISH. Ceci permet de comparer le comportement global de l'éprouvette et le module équivalent obtenu numériquement et expérimentalement.

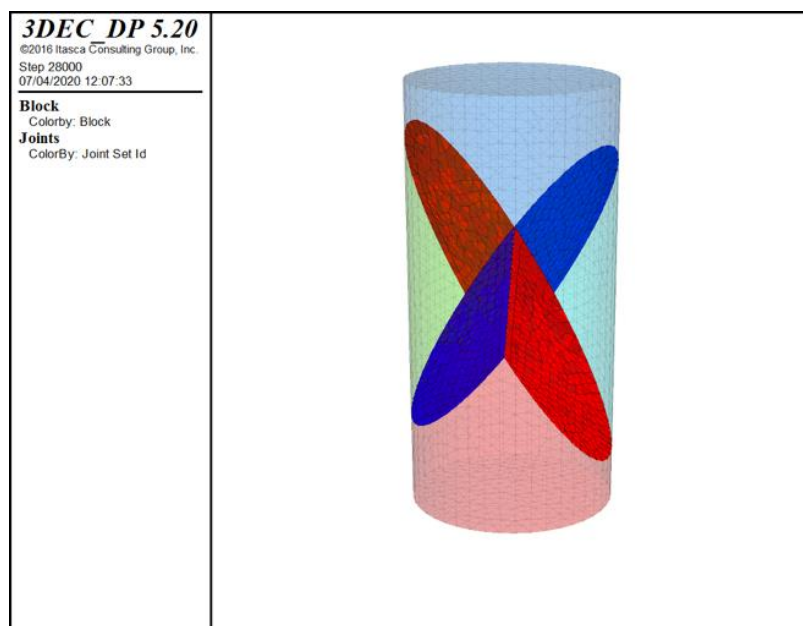


Figure 3.15 : Éprouvette discontinue A modélisée avec 3DEC. La discontinuité rouge a un pendage de 60°, la bleue a un pendage de 55°. Le code couleur permet de différencier les blocs séparés par les discontinuités.

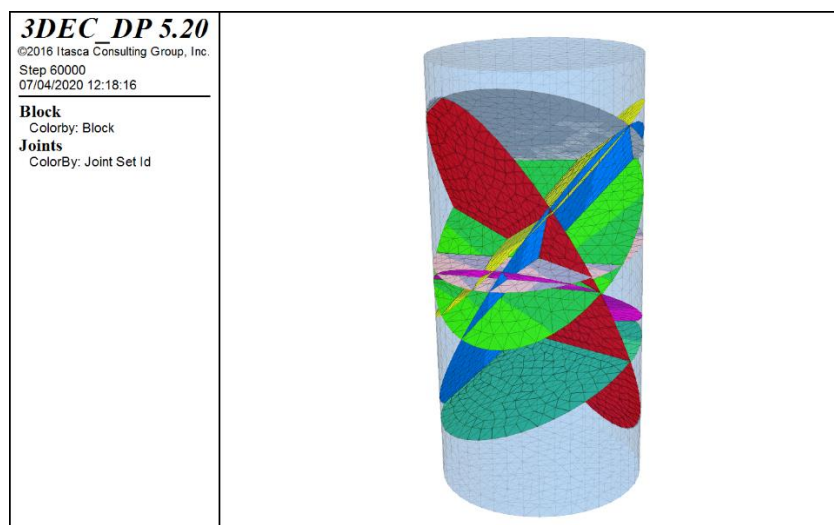


Figure 3.16 : Éprouvette discontinue B modélisée avec 3DEC. La discontinuité rouge a un pendage de 60°, la bleue a un pendage de 55°.

La figure 3.17a montre le résultat obtenu pour une éprouvette à deux discontinuités. Les propriétés des discontinuités sont celles présentées dans le tableau 3.3. Nous remarquons que le module équivalent de l'éprouvette est reproduit. Cependant, le modèle numérique sous-estime la résistance au pic de l'éprouvette obtenue expérimentalement. Comme expliqué dans la section 2.7.3.5 – partie A, ceci peut être dû à la cohésion des joints, qui est plus importante que la cohésion utilisée sous l'effet de l'inclinaison des ponts au cours de la fabrication. Des essais numériques identiques mais avec une cohésion des joints supérieure (cohésion égale à 0,21 MPa) permettent d'obtenir un pic égal au pic obtenu expérimentalement (figure 3.17b). Cependant, comme pour UDEC, le modèle Coulomb + résiduel ne permet pas de simuler une dégradation progressive des propriétés des joints : une fois la résistance maximale atteinte, la rupture est simulée brutalement et le glissement se passe sur le

plan de la discontinuité. La figure 3.18 représente le déplacement de cisaillement au niveau des discontinuités, quelques cycles avant la rupture. Elle montre que les deux discontinuités sont sollicitées avec des déplacements du même ordre de grandeur, et légèrement plus importants sur la discontinuité ayant un pendage de 55°. Ceci est cohérent avec le résultat expérimental où nous avons remarqué que les deux discontinuités glissent légèrement avant une rupture totale au niveau de la discontinuité bleue. En plus, nous identifions sur cette figure (3.18) que les premiers points qui subissent une rupture en cisaillement sont les points au niveau de l'intersection des blocs où il se forme des coins.

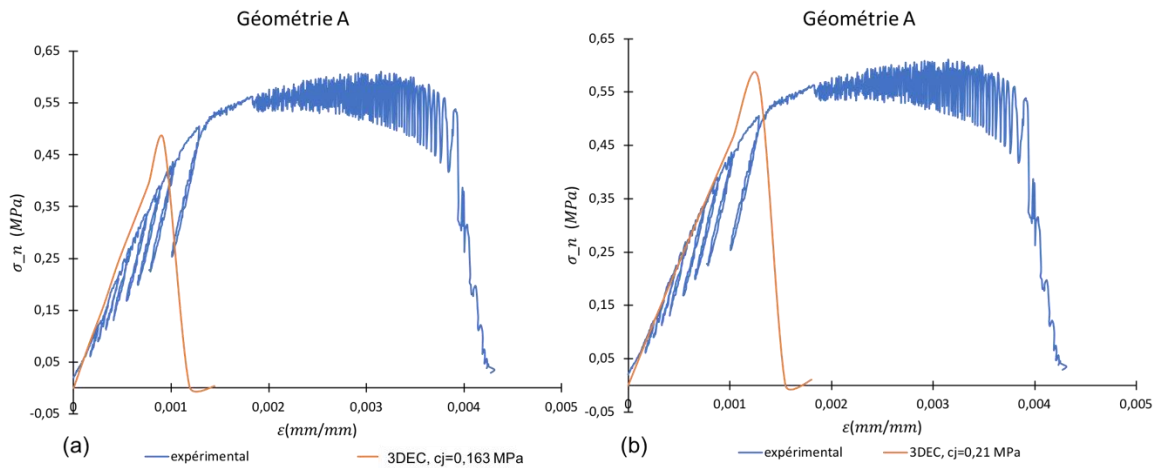


Figure 3.17 : Variation des contraintes verticales moyennes, à 1cm de la face supérieure, en fonction de la déformation totale de l'éprouvette A, obtenue expérimentalement et avec 3DEC, pour une cohésion des joints numérique de (a) 0,163 MPa, et (b) 0,21 MPa.

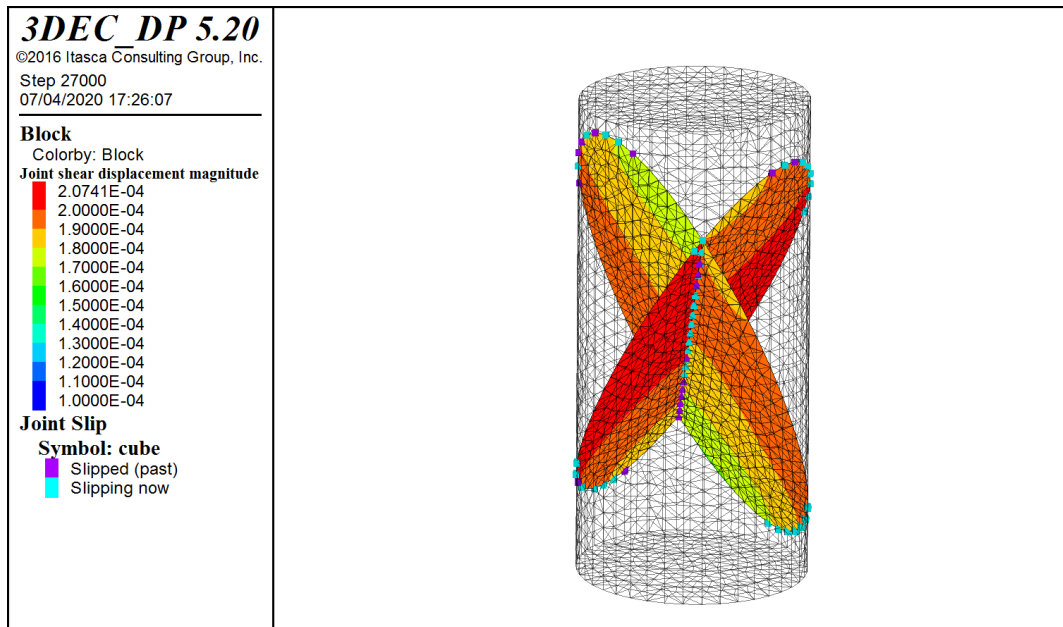


Figure 3.18 : Déplacement cisailant au niveau des joints, quelques cycles avant la rupture. Le déplacement est plus fort sur le joint ayant un pendage de 55°. Les deux discontinuités commencent à atteindre leur résistance à leur intersection, et aux bords. Le déplacement sur l'échelle est en (m).

Afin de vérifier l'hypothèse avancée sur la répartition non uniforme des contraintes qui aboutit à des répartitions non uniformes des déformations sur les différents points de mesures par les jauges, nous présentons la répartition des contraintes verticales et déformations verticales (figures 3.19-3.20) au même cycle présenté dans la figure 3.18. Nous remarquons que les contraintes locales sont non-uniformes, et qu'elles ont la même répartition que les déformations (le module de l'éprouvette est uniforme).

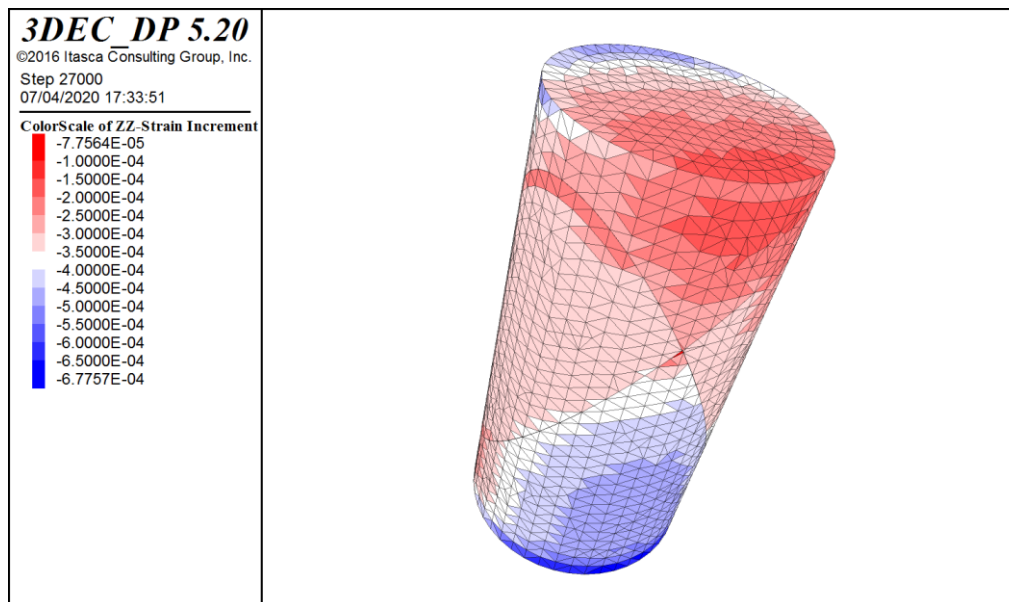


Figure 3.19 : Déformations verticales (axiales) quelques cycles avant le pic. Dans 3DEC, les déformations en raccourcissement sont négatives.

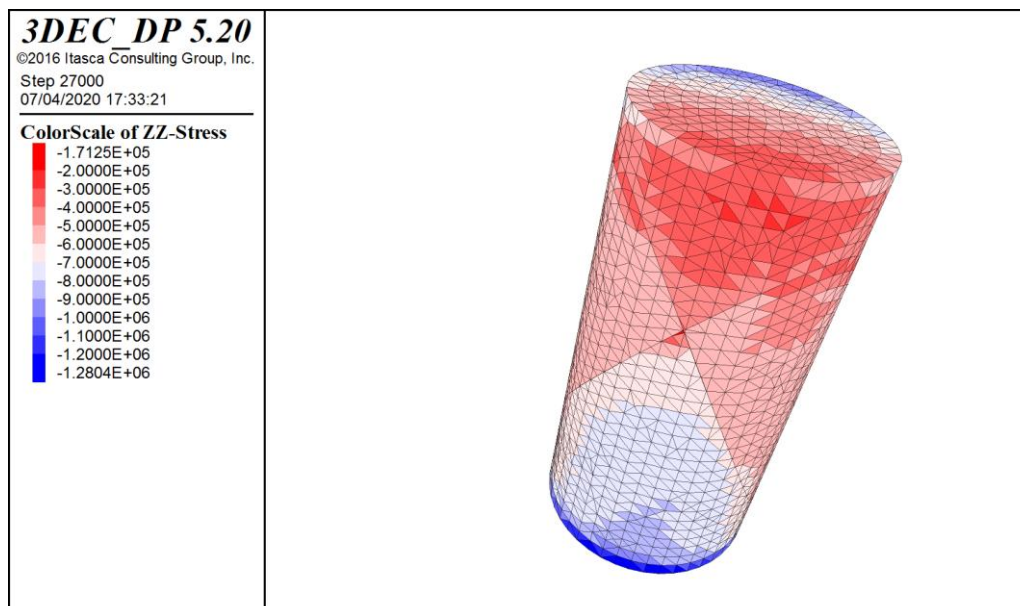


Figure 3.20 : Contraintes verticales (axiales) locales quelques cycles avant le pic. Dans 3DEC, les contraintes en compression sont négatives. L'échelle des contraintes est en Pa. La valeur maximale obtenue est de l'ordre de 1,3MPa, largement inférieure à la limite d'élasticité du PA12.

Le même test est réalisé numériquement avec huit discontinuités (Géométrie B). Le modèle 3DEC arrive à bien reproduire le comportement élastique et le module équivalent de l'éprouvette (figure 3.21). Ceci permet de valider les raideurs normale et tangentielle choisies pour les discontinuités, ainsi que le module de Young du PA12. Cependant, même avec la cohésion de 0,21 MPa, nous avons une sous-estimation de la résistance au pic à la compression obtenue expérimentalement (0,5 MPa contre 0,81 MPa). Pour pouvoir reproduire la résistance au pic, les joints doivent avoir une résistance de 0,37 MPa (figure 3.21).

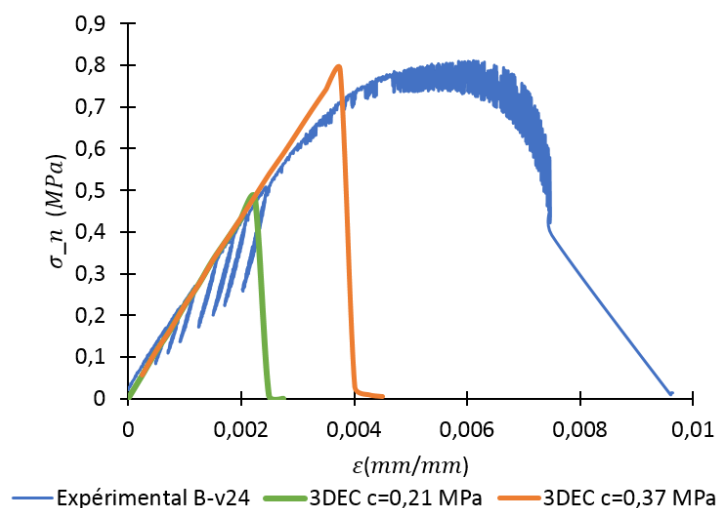


Figure 3.21 : Variation de contraintes en fonction de la déformation totale de l'éprouvette B-v24, obtenue expérimentalement et avec 3DEC, pour une cohésion du joint de 0,21 MPa, et pour une cohésion de 0,37 MPa après calibrage de la cohésion.

A noter qu'on a les mêmes observations sur les déformations locales et contraintes verticales locales que celles avec deux discontinuités, surtout au niveau des petits blocs où on a des concentrations de contraintes et parfois des contraintes de traction (figure 3.22) les contraintes dans l'éprouvette contenant 2 discontinuités sont plus homogènes que celle dans l'éprouvette contenant 8 discontinuités (figure 3.23), ce qui confirme les observations des jauges. Il est remarquable que numériquement, avec huit discontinuités, la rupture se fait au niveau de la discontinuité rouge. Cette rupture en cisaillement engendre par la suite des ruptures en traction dans la discontinuité la plus basse, qui est connectée principalement à la discontinuité rouge. Cependant, nous n'avons pas réussi précédemment, avec les techniques dont on disposait, à caractériser les ponts rocheux en traction, surtout que cette résistance varie en fonction de la direction d'impression 3D. Il est donc essentiel de caractériser la résistance à la traction des ponts pour comprendre les modes de rupture, et pour essayer de reproduire numériquement, ce qu'on observe expérimentalement, dans la phase post-pic.

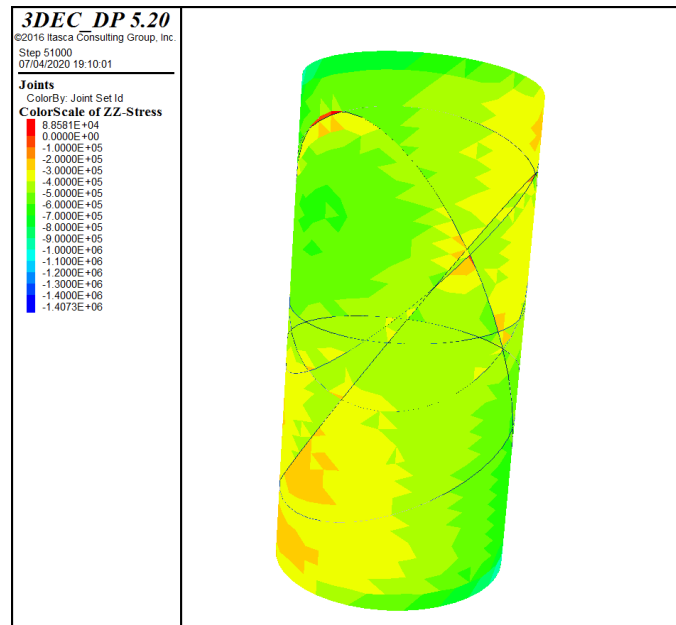


Figure 3.22 : Contraintes verticales (axiales) locales quelques cycles avant le pic pour l'éprouvette B. Dans 3DEC, les contraintes en compression sont négatives. L'échelle des contraintes est en Pa. La valeur maximale obtenue est de l'ordre de 15MPa, largement inférieure à la limite d'élasticité du PA12. Il existe des points en traction (couleur rouge) liée à la rupture en traction des petits blocs.

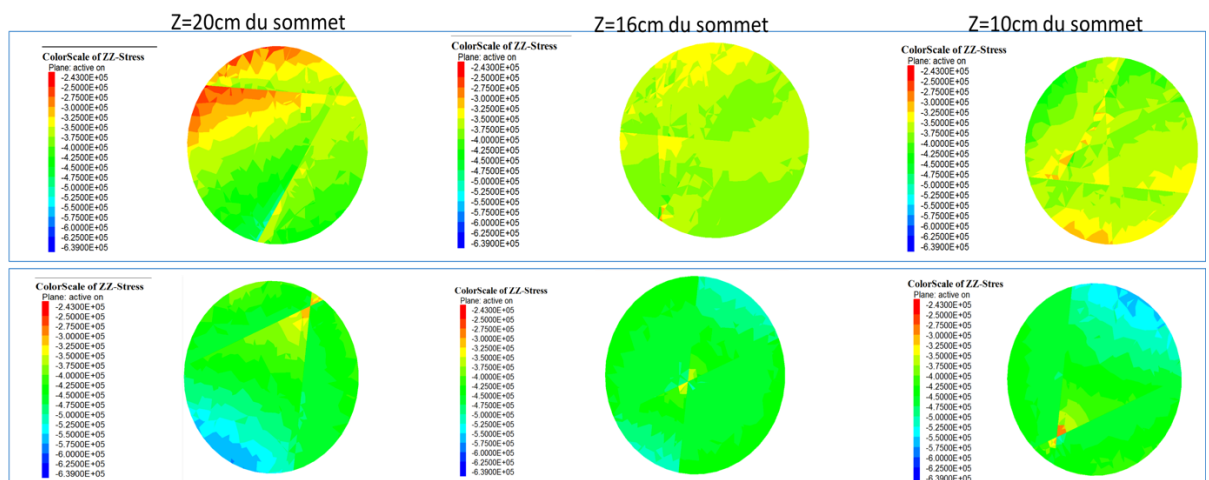


Figure 3.23 : Répartition des contraintes verticales sur 3 coupes internes des éprouvettes contenant deux et 8 discontinuités. L'échelle des contraintes est la même pour toutes les images. Elle varie entre -0,639 MPa (en bleu) et -0,243 MPa (en rouge). Les contraintes en compression sont négatives.

3.5 Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons testé l'effet des discontinuités sur le comportement d'une éprouvette de compression, de grande taille (16 cm x 32cm). Deux géométries sont étudiées sous compression uniaxiale : une éprouvette avec deux discontinuités ayant un fort pendage (55° et 60°), et deux éprouvettes identiques contenant huit discontinuités qui reprennent les deux de la première éprouvette. Toutes les discontinuités présentes dans les éprouvettes sont des joints planaires avec 0,6% de ponts rocheux, orthogonaux au plan du joint. Elles ont des propriétés équivalentes à celles des joints 12rb caractérisés dans le chapitre 2, section 2.7.4 – partie A.

Les jauges de déformations, distribuées sur les éprouvettes, ont mis en évidence un comportement élasto-plastique des échantillons, aboutissant, à la fin de l'essai, à une rupture sur une des discontinuités. Le module de Young moyen de la matrice rocheuse a été estimé à 1290 MPa. Le module de Young équivalent de l'ensemble de l'éprouvette, estimé à partir des déformations calculées entre les plateaux de la presse, diminue avec l'augmentation du nombre de discontinuités, ce qui est prédit correspond à la théorie. Les essais de compression ont montré que les différentes discontinuités sont mobilisées au cours de l'essai, et qu'une rupture a lieu au niveau des ponts rocheux, sans endommagement ni propagation de fissures observables dans la matrice. Ceci valide notre hypothèse initiale que le comportement global de notre modèle réduit discontinu est piloté par le comportement des joints. Cependant, il était remarquable que, contrairement à ce qui était attendu, la résistance de l'éprouvette contenant huit discontinuités (et 48 blocs) est plus élevée que celle contenant deux discontinuités (4 blocs). Nous interprétons cette observation comme étant le résultat des mouvements de cisaillement et de rotation entre les blocs qui entraînent des mécanismes autobloquants et aboutissent à un retard de la rupture et une augmentation de la contrainte maximale admissible. Cependant, cette hypothèse nécessite plus d'essais pour être validée, et une étude détaillée des déformations et des mouvements au niveau des blocs. A la fin de ce chapitre, une étude numérique non exhaustive est réalisée. Les essais de compression sont simulés en utilisant 3DEC. Les propriétés des joints sont calées sur ceux utilisés avec UDEC pour reproduire l'essai 12-rb-Planar. Nous trouvons une bonne reproduction du comportement élastique des essais expérimentaux. Cependant, la cohésion utilisée sous-estime la valeur réelle. Ceci peut être dû à l'inclinaison des ponts sur leur propriété. Une augmentation de la cohésion de 0,16 MPa à 0,21 MPa est suffisante pour obtenir la résistance au pic attendu avec 2 discontinuités. Par contre, les modèles réalisés n'ont pas réussi à reproduire le comportement ductile post-pic et la rupture retardée, parce que le modèle de Coulomb+ résiduel utilisé pour les joints n'est pas capable de simuler le comportement post-pic réel des joints. En plus, l'observation expérimentale sur l'augmentation de la résistance à la compression n'est pas reproduite. Ceci peut être dû à la résistance à la traction des ponts et des joints, qui ne sont pas caractérisés dans ce travail.

Chapitre 4

Application de la fabrication additive à la modélisation physique

La modélisation physique consiste à reproduire à l'échelle réduite, des phénomènes naturels. Les résultats obtenus sont quantifiables et comparables à la réalité sous réserve d'appliquer et respecter les lois de similitudes (Buckingham, 1914; Mandel, 1962 ; Clark, 1981). Ces lois définissent les facteurs d'échelle à appliquer à tout paramètre A du problème, pour assurer le passage de l'échelle réduite du modèle A_m , à l'échelle 1 du prototype A_p . Le présent chapitre constitue une étude de l'applicabilité de la fabrication d'échantillon en impression 3D à la modélisation physique en mécanique des roches. Seuls les facteurs d'échelle issus des lois de similitude sont pris en compte dans cette partie. Les effets d'échelle expliquant les différences de comportement entre les études à l'échelle du laboratoire et celle in-situ ne sont pas traités (comme par exemple l'effet d'échelle sur le comportement des joints entre l'échelle centimétrique du laboratoire et métrique des failles, ou la différence entre la résistance réelle d'un pilier et celle caractérisée au laboratoire). Dans une première partie nous définissons et validons les facteurs d'échelle qui nous seront utiles pour nos modélisations physiques, à partir de modélisations numériques. Nous appliquons ensuite ces facteurs d'échelles à notre matériau PA12, pour deux échelles d'étude différentes. Ceci permet de définir les limites de la technique SLS en modélisation physique. Finalement, l'essai de compression réalisé sur les éprouvettes 16cm x 32cm discontinues est assimilé à un modèle réduit simplifié d'un massif rocheux et une mise à l'échelle des résultats obtenus est effectuée dans le but de valider les hypothèses avancées durant ce travail.

4.1 Calcul des facteurs d'échelle

Comme présenté au premier chapitre, il existe plusieurs méthodes pour calculer les facteurs d'échelle. Dans cette partie, le calcul de ces facteurs est basé sur le théorème de Vaschy-Buckingham (Buckingham, 1914). On cherche par ce théorème, qui dépend explicitement du problème à étudier, à relier entre eux les « n » paramètres du problème par des relations adimensionnelles. La première étape consiste à lister les paramètres $[P]$ du problème et à créer la matrice dimensionnelle liant chacune des grandeurs au système d'unités U, sous système du Système International. La deuxième étape consiste à déterminer le rang de la matrice (r), c'est à dire le nombre de colonnes ou lignes linéairement indépendantes. Ensuite, (r) paramètres sont choisis comme paramètres fondamentaux, et les (n-r) autres sont écrits en fonction de ces paramètres fondamentaux sous la forme (Eq. 4.1)

$$[P_n] = [P_1^a] * \dots [P_r^x] \tag{4.1}$$

Avec a,... x des puissances à déterminer.

Afin de calculer les facteurs d'échelle des paramètres de la roche intacte (ρ, E, ν, c, φ) et des joints (φ_j, c_j, k_s et k_n), deux applications dépendantes de ces paramètres sont présentées : un bilan d'efforts appliqués à un massif rocheux se situant à une profondeur H et soumis au poids du recouvrement ; et un essai de cisaillement.

Modélisation du massif à une profondeur H:

Les paramètres $[P]$ de ce problème avec leur unité fondamentale U sont :

- la hauteur du recouvrement $[H] = L$,
- la masse volumique du recouvrement $[\rho] = ML^{-3}$,
- le module de Young de la roche $[E] = ML^{-1}T^{-2}$,
- le coefficient de Poisson de la roche $[\nu] = 1$,
- l'accélération de la pesanteur $[g] = LT^{-2}$.

La matrice dimensionnelle de cet exercice est écrite sous forme du tableau suivant (tableau 4.1) :

Tableau 4.1: Matrice dimensionnelle du massif rocheux soumis à son poids propre.

	g	ρ	E	ν	H
M	0	1	1	0	0
L	1	-3	-1	0	1
T	-2	0	-2	0	0

Le rang de la matrice est r = 3. g, ρ et H sont choisis comme trois grandeurs fondamentales. E et ν sont exprimés en fonction de ces grandeurs par les relations (Eqs. 4.2-4.3) :

$$[E] = [g^a][\rho^b][L^c] \tag{4.2}$$

$$ML^{-1}T^{-2} = L^a T^{-2a} M^b L^{-3b} L^c \tag{4.3}$$

D'où le système (Eq. 4.4) :

$$\begin{cases} b = 1 \\ a - 3b + c = -1 \\ -2a = -2 \end{cases} \quad (4.4)$$

La résolution du système donne $a=b=c=1$, d'où la relation (Eq. 4.5) :

$$[E] = [g] [\rho] [L] \quad (4.5)$$

ν ne subit aucun changement (le coefficient de Poisson est adimensionnel).

Le passage du **prototype (p)** au **modèle réduit (m)** doit respecter les égalités des grandeurs adimensionnelles suivantes (Eqs. 4.6-4.7) :

$$\frac{E_p}{\rho_p g_p L_p} = \frac{E_m}{\rho_m g_m L_m} \leftrightarrow E^* = \rho^* g^* L^* \quad (4.6)$$

$$\nu_p = \nu_m \leftrightarrow \nu^* = 1 \quad (4.7)$$

Avec E^* , ρ^* , g^* et L^* les facteurs d'échelle appliqués sur le module de Young, la masse volumique, la gravité et les longueurs respectivement.

Sachant que la contrainte verticale σ à une profondeur H est $\rho g H$, on en déduit que (Eq. 4.8) :

$$\sigma^* = E^* \quad (4.8)$$

Ce premier exemple permet d'obtenir les relations adimensionnelles entre les paramètres intrinsèques de la roche. Les facteurs d'échelle des caractéristiques des joints (à savoir c_j , φ_j , k_n et k_s) sont obtenus de la même manière en considérant un essai de cisaillement.

Essai de cisaillement :

Les paramètres $[P]$ de ce problème avec leur unité fondamentale U sont :

- la longueur du joint $[L] = L$,
- la largeur du joint $[l] = L$,
- la raideur tangentielle $[k_s] = ML^{-2}T^{-2}$,
- la force normale appliquée $[F_n] = MLT^{-2}$,
- la force tangentielle appliquée $[F_t] = MLT^{-2}$,
- Angle de frottement $[\varphi_j]$.

La matrice dimensionnelle de cet exercice est écrite sous forme du tableau suivant (tableau 4.2) :

Tableau 4.2 : Matrice dimensionnelle de l'essai de cisaillement.

	L	l	K_s	F_n	F_t	c_j	φ_j
M	0	0	1	1	1	1	0
L	1	1	-2	1	1	-1	0
T	0	0	-2	-2	-2	-2	0

Le rang de la matrice est 2. Les paramètres fondamentaux choisis sont : L, F_n .

k_s et c_j sont calculés en fonction de ces paramètres fondamentaux. Les relations obtenues sont les suivantes (Eqs. 4.9-4.10) :

$$[k_s] = [L^a][F_n^b] \quad (4.9)$$

$$ML^{-2}T^{-2} = L^a M^b L^b T^{-2b} \quad (4.10)$$

D'où le système (Eq. 4.11) :

$$\begin{cases} b = 1 \\ a + b = -2 \\ -2b = -2 \end{cases} \quad (4.11)$$

La résolution du système donne $a=-3$ et $b=1$ et donc (Eqs. 4.12-4.13-4.14) :

$$[k_s] = [L^{-3}][F_n] \quad (4.12)$$

$$[c_j] = [L^c][F_n^d] \quad (4.13)$$

$$ML^{-1}T^{-2} = L^c M^d L^d T^{-2d} \quad (4.14)$$

D'où le système (Eq. 4.15) :

$$\begin{cases} d = 1 \\ c + d = -1 \\ c = -2 \end{cases} \quad (4.15)$$

Donc (Eq. 4.16) :

$$[c_j] = [L^{-2}][F_n] = [E] \quad (4.16)$$

Le passage du **prototype (p)** au **modèle réduit (m)** doit respecter les égalités des grandeurs adimensionnelles suivantes (Eqs. 4.17-4.18) :

$$\frac{k_{n-s,p} L_p^3}{F_p} = \frac{k_{n-s,m} L_m^3}{F_m} \leftrightarrow k_{n-s}^* = \frac{F^*}{L^{*3}} = \frac{\sigma^*}{L^*} \quad (4.17)$$

$$\varphi_p = \varphi_m \text{ et } i_p = i_m \leftrightarrow \varphi^* = i^* = 1 \quad (4.18)$$

L'application de ce théorème permet de vérifier que les paramètres adimensionnels restent inchangés entre le prototype et le modèle réduit, et les paramètres ayant la même unité subissent la même mise à l'échelle.

4.1.1 Validation numérique

Trois applications numériques (essais de compression uniaxiale sur une éprouvette intacte et une éprouvette discontinue, et essai de compression d'un massif rocheux discontinu sous confinement) réalisées chacune à différentes échelles sont étudiées afin de valider les calculs des facteurs d'échelle de la partie 4.1. (Voir partie 4.1.1.1 et 4.1.1.2), et d'évaluer si les écarts observés dans le respect des lois de similitudes sont rédhibitoires pour une utilisation du PA12 en mécanique des roches. Tous les modèles sont considérés sous gravité terrestre : $g^*=1$.

4.1.1.1 Essai de compression sur une éprouvette intacte

L'application suivante a pour but de valider les facteurs d'échelles appliqués aux paramètres de la roche intacte, en comparant les courbes « contraintes normales vs déformation » d'un essai de compression sur le prototype et sur un modèle réduit. Les calculs sont réalisés avec le logiciel UDEC.

Le prototype numérique « A-1 » est un essai de compression uniaxiale sur une éprouvette de 3 cm de diamètre et de 7,5 cm de hauteur. Une vitesse de déformation constante est appliquée sur la surface supérieure de l'éprouvette. A sa base, le modèle est fixé (déplacement nul suivant les directions verticale et horizontale). Un modèle élasto-plastique de type Mohr-Coulomb est attribué au matériau avec les propriétés du tableau 4.3 :

La résistance d'une roche intacte sous compression uniaxiale, vérifiant le critère de Mohr-Coulomb, peut être calculée par la relation analytique suivante :

$$R_c = 2c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4.19)$$

Avec R_c la résistance à la compression uniaxiale d'une roche intacte (en MPa), c la cohésion de la roche intacte (en MPa) et φ son angle de frottement intrinsèque.

R_c vaut 6,9 MPa pour une roche ayant les propriétés présentes dans le tableau 4.3.

La figure 4.1, montre le résultat obtenu. On observe un comportement élasto-plastique parfait de résistance maximale 6,8 MPa, respectant la relation analytique de l'Eq. 4.19.

Afin de tester si le changement d'échelle affecte les résultats obtenus, des modélisations numériques sont réalisées en appliquant les facteurs d'échelle du tableau 4.3. Dans des applications courantes et simplifiées, il y a une tendance à considérer que $\sigma^* = L^*$, et donc sous-entendu, $\rho^* = 1$. Ceci est valable si le matériau analogique a la même masse volumique que celle du matériau réel, ou si ce paramètre n'a pas d'influence sur la problématique étudiée. Or, il est difficile de trouver souvent un matériau analogique en modélisation physique ayant la même masse volumique que le prototype. De ce fait, deux cas sont modélisés : un premier cas simple « B-1 » avec $\rho^* = 1$, et un autre plus réaliste « C-1 » comprenant une mise à l'échelle de la masse volumique $\rho^* = 1/2$. g^* , L^* et ρ^* sont les facteurs imposés à partir desquelles les autres facteurs d'échelle sont déduits. Pour modéliser le problème à une échelle réduite, il est nécessaire de mettre à l'échelle les propriétés du matériau, mais aussi les conditions limites (contrainte et vitesse de déplacement), ainsi que la dimension du maillage.

Tableau 4.3 : Propriétés mécaniques des paramètres des 3 modèles de l'essai de compression d'une roche intacte à l'échelle du prototype (A-1) et aux deux échelles réduites (B-1, C-1).

		ρ (kg/m ³)	E (GPa)	ν	φ	c (MPa)	R_t (MPa)	ψ	L (cm)
A-1	Roche	2400	10	0,25	30	2	2	30	7,5
B-1	A*	1	1/10	1	1	1/10	1/10	1	1/10
	Roche	2400	1	0,25	30	0,2	0,2	30	0,75
C-1	A*	1/2	1/20	1	1	1/20	1/20	1	1/10
	Roche	1200	0,5	0,25	30	0,1	0,1	30	0,75

Les résultats montrent le même comportement élasto-plastique parfait et une répartition de la plasticité identique entre les trois modèles qui commence à apparaître au moment où la limite d'élasticité est atteinte. Les valeurs de résistances obtenues respectent de même les facteurs d'échelles. La figure 4.1a montre les résultats de la contrainte axiale moyenne calculée au sommet de l'éprouvette pour les 3 modèles. Les différences entre les courbes sont au niveau de la partie élastique représentant le module de Young, et de la valeur ultime. Une translation de toutes les courbes à l'échelle 1 (figure 4.1b) montre une superposition parfaite des résultats. La translation consiste à appliquer les facteurs d'échelle aux résultats pour passer de l'échelle réduite à l'échelle 1, et vérifier que le résultat obtenu à l'échelle réduite est transposable à l'échelle du prototype.

Cette application permet de valider les facteurs d'échelle calculés dans la partie 4.1 pour les propriétés intrinsèques de la roche.

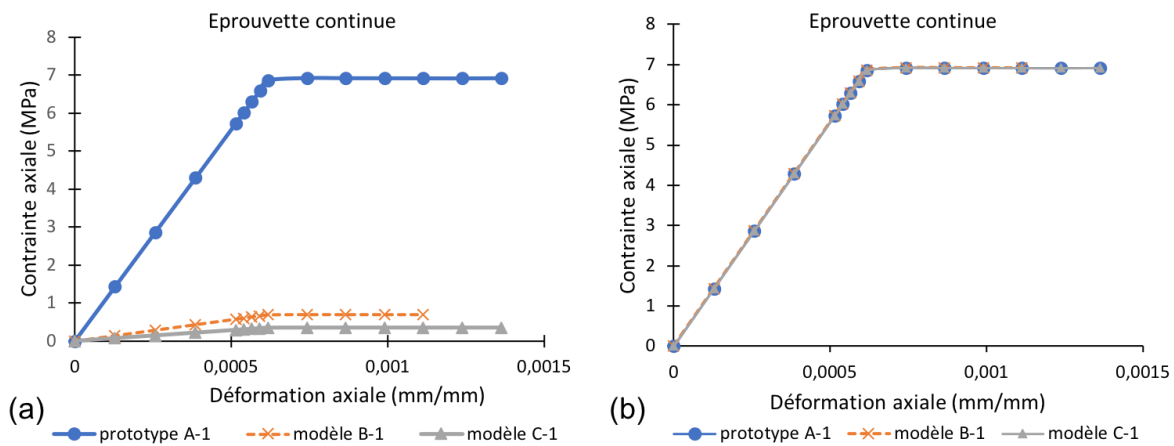


Figure 4.1 : (a) Comportement élasto-plastique du prototype et des deux modèles réduits, (b) et application des facteurs d'échelle aux résultats pour une comparaison à l'échelle du prototype pour les essais de compression sur une éprouvette continue.

4.1.1.2 Essai de compression sur une éprouvette discontinue

Afin de valider les facteurs d'échelle des propriétés des joints, un essai de compression sur une éprouvette contenant une seule discontinuité est modélisé (figure 4.2). La même approche utilisée dans la section précédente (4.1.1.1) est appliquée : trois modèles à trois échelles différentes sont comparés. La résistance à la compression de l'éprouvette dépend maintenant également des paramètres du joint et prend, pour un critère de Mohr-Coulomb, la valeur suivante :

$$\sigma_c = \text{Min}\left(R_c; \frac{c_j \cos(\varphi_j)}{\cos(\theta) \sin(\theta - \varphi_j)}\right) \quad (4.18)$$

Avec θ l'orientation de la discontinuité.

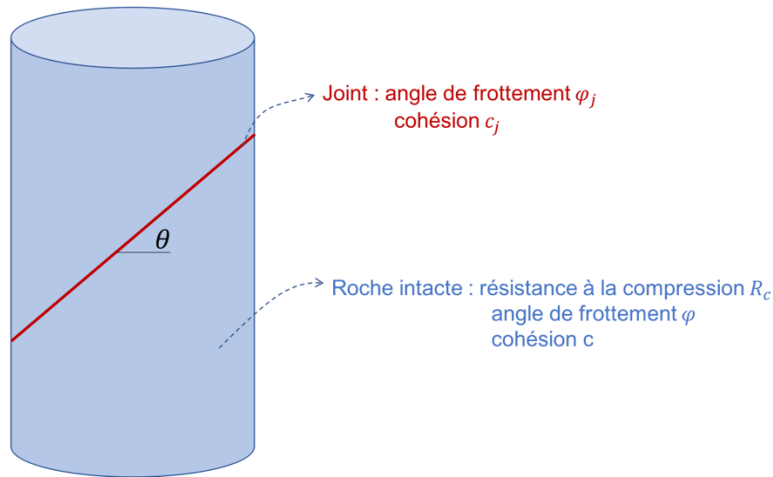


Figure 4.2 : Schéma d'une éprouvette de compression contenant une discontinuité.

Les propriétés de la roche et du joint à l'échelle du prototype et aux deux échelles réduites, ainsi que les facteurs d'échelle appliqués, sont présentées dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4 : Propriétés mécaniques des paramètres des 3 modèles de compression d'une éprouvette discontinue à l'échelle du prototype (A-2) et aux deux échelles réduites (B-2, C-2).

		ρ (kg/m ³)	E (GPa)	ν	φ (°)	c (MPa)	R_t (MPa)	ψ (°)	L (cm)	k_n (MPa/mm)	k_s (MPa/mm)	θ (°)
A-2	Roche	2400	10	0,25	30	2	2	5	7,5			
	Joint				20	0,5	0	5		40	10	40
B-2	A*	1	1/10	1	1	1/10	1/10	1	1/10	1	1	1
	Roche	2400	1	0,25	30	0,2	0,2	5	0,75			
	Joint				20	0,05	0			40	10	40
C-2	A*	1/2	1/20	1	1	1/20	1/20	1	1/10	1/2	1/2	1
	Roche	1200	0,5	0,25	30	0,1	0,1	5	0,75			
	Joint				20	0,025	0			20	5	40

Les résultats numériques sont compatibles avec le modèle analytique pour les trois modèles, avec une résistance à la compression de 1,79MPa après application des facteurs d'échelle (figure 4.3) ; et la mobilisation de la discontinuité en cisaillement.

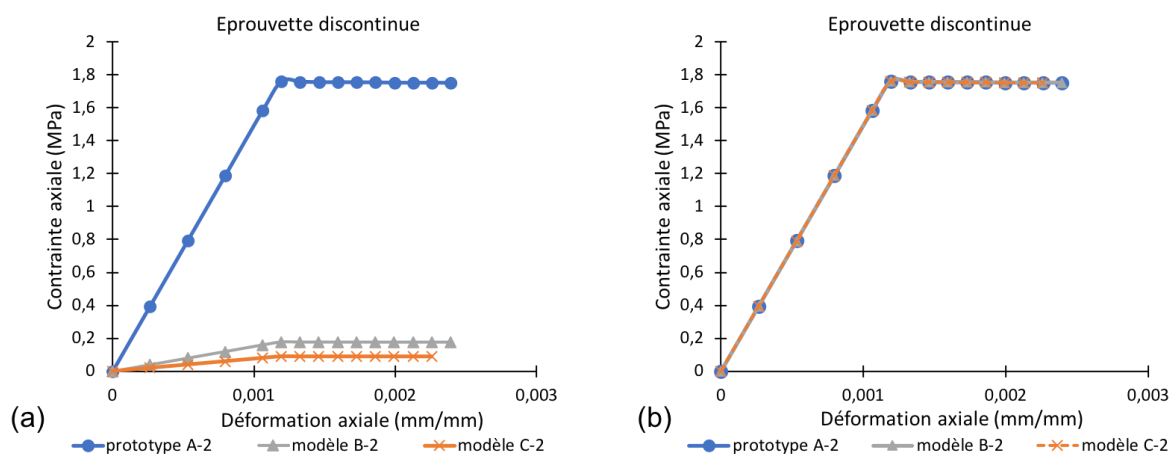


Figure 4.3 : (a) Comportement élasto-plastique du prototype A-2 et des deux modèles réduits (B-2 et C-2), (b) et translation des résultats à l'échelle du prototype pour les essais de compression sur une éprouvette discontinue.

4.1.1.3 Essai de compression sur un bloc à plusieurs discontinuités

Les deux premiers modèles ont permis de valider les relations adimensionnelles obtenues à partir du calcul de la résistance d'une éprouvette de compression, dont les solutions analytiques sont bien connues et simples à appliquer. Dans ces modèles, tous les facteurs d'échelle étaient respectés. Dans le cadre d'une modélisation physique, il est souvent difficile de respecter tous les facteurs d'échelles. Dans notre problématique d'étude des massifs rocheux, nous avons fait le choix d'utiliser un matériau ductile, le PA12, dont les propriétés répondent partiellement à la mise à l'échelle. Nous cherchons à valider notre choix en réalisant trois modélisations numériques d'un massif rocheux contenant deux familles de discontinuités et auquel nous appliquons un confinement. Les propriétés des modèles A-3, B-3 et C-3 sont présentées dans le tableau 4.5. Les propriétés choisies pour le prototype sont des valeurs typiques que nous trouvons dans la nature.

- Modèle A-3 : modèle numérique représentant le prototype (figure 4.4)
- Modèle B-3 : modèle réduit numérique idéal respectant l'ensemble des lois de similitude ($L^* = 1/10$)
- Modèle C-3 : modèle réduit numérique réaliste utilisant les propriétés du PA12 et ne respectant pas l'ensemble des lois de similitudes ($L^* = 1/10$).

Les différences principales entre B et C résident dans les propriétés plastiques de la matrice (c et φ).

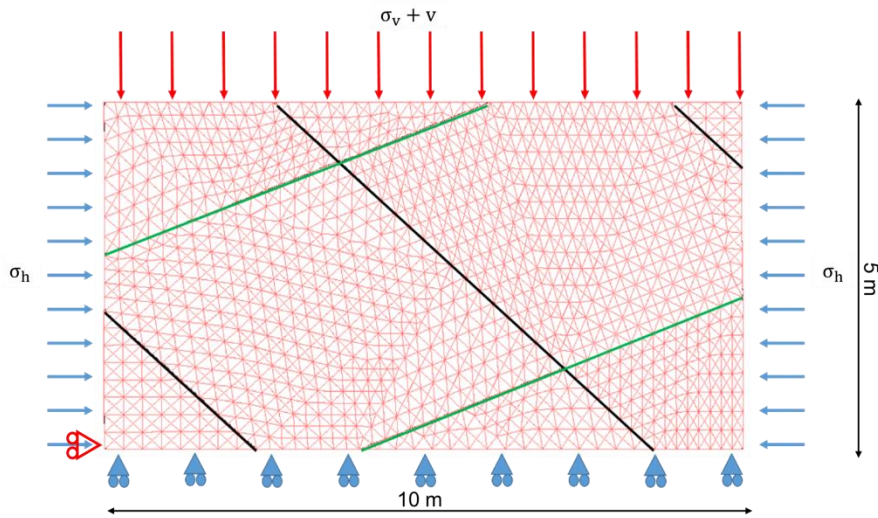


Figure 4.4 : Modèle UDEC du bloc traversé par deux familles de discontinuité

Tableau 4.5 : Propriétés mécaniques des roches et joints, dans le modèle théorique A-3, le modèle réduit théorique B-3 et le modèle réduit en utilisant le PA12 C-3.

		ρ (kg/m ³)	E (GPa)	ν	φ	c (MPa)	R_t (MPa)	k_n (MPa/mm)	k_s (MPa/mm)	θ
A-3	Roche	2400	40	0,3	30	30	34			
	Joints 1				25	2	0,5	46	4	-40
	Joints 2				25	2	0,5	46	4	20
B-3	A*	5/12	5/120	1	1	5/120	5/120	5/12	5/12	1
	Roche	1000	1,67	0,3	30	1,25	1,42			
	Joints 1				25	0,084	0,02	18,75	1,67	-40
	Joints 2				25	0,084	0,02	18,75	1,67	20
C-3	Roche	1000	1,6	0,3	5	24	45			
	Joints 1				23,5	0,16	0,02	24	1,7	-40
	Joints 2				23,5	0,16	0,02	24	1,7	20

Le prototype est formé par un bloc de 10m de largeur et 5m de hauteur, traversé par deux familles de discontinuités. Les joints et la roche intacte ont une rhéologie de type Mohr-Coulomb. Le prototype est soumis à des pressions de confinement horizontales, et une contrainte verticale. Une fois l'équilibre statique initial atteint, un déplacement vertical est imposé sur la face supérieure jusqu'à atteindre la rupture au niveau des joints et la limite de plasticité sur la courbe $(\sigma_v - \varepsilon)$, où ε est la déformation verticale, calculée à partir du déplacement vertical mesuré sur la surface située à 10% du bord supérieur. Les contraintes verticales sont calculées sur cette même coupe (à 10% du bord supérieur). La famille de joints 1 atteint sa limite de rupture en cisaillement avant la famille 2 (figure

4.5) dans les 3 modèles, en accord avec le fait que leur pendage est supérieur à l'angle de frottement de la roche intacte, et à celui de la famille 2.

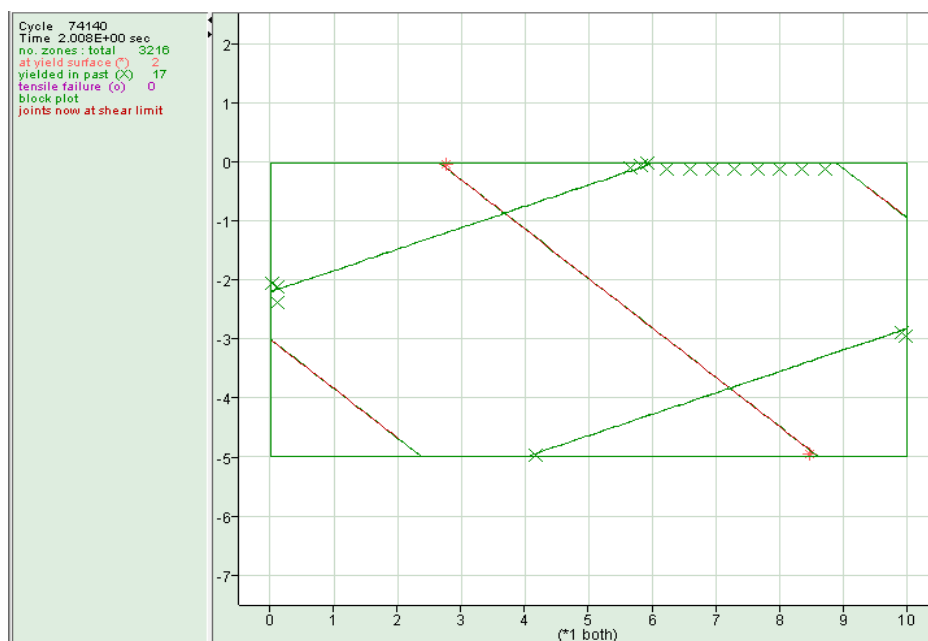


Figure 4.5 : Rupture des joints de la famille 1 ; la famille 1 atteint la rupture en cisaillement (en rouge) avant la deuxième famille (verte).

Les courbes ($\sigma_v - \varepsilon$) des 3 modèles sont tracés sur un même graphe, en tradant tous les résultats à l'échelle 1 (c.à.d. en appliquant les facteurs d'échelle aux résultats pour passer de l'échelle réduite à l'échelle) (figure 4.6). Les courbes des modèles A et B se superposent parfaitement, en accord avec le fait que les lois de similitude ont été parfaitement respectées entre ces deux modèles. La partie élastique est équivalente entre les trois modèles. Ceci est dû au respect des facteurs d'échelle pour E et k_s (modèles A-3 et B-3), et à un faible écart des valeurs de k_s et E entre les modèles B-3 et C-3, ayant donc un effet négligeable. Malgré le fait que le critère de plasticité du PA12 soit très supérieur au critère de plasticité du modèle réduit idéal, on observe une faible différence entre le comportement macroscopique des deux modèles réduits pour une déformation inférieure à 0,0016. Cette faible différence à $\varepsilon = 0,0016$ (62MPa pour A-3 et B-3 contre 65 pour C-3) est liée principalement à la différence entre la cohésion des joints en PA12 et celle du modèle théorique B. Pour une déformation supérieure à 0,0016, les écarts entre les modèles B et C augmentent significativement. Cet écart est la conséquence du critère de plasticité très élevé du PA12 qui conduit à une absence de plasticité dans le modèle C-3, contrairement aux modèles A-3 et B-3 (figure 4.7). Il en résulte que l'application du PA12 à la modélisation physique en mécanique des roches doit être limitée aux situations où le comportement d'ensemble et la rupture sont pilotés par les discontinuités. Il ne pourrait pas être appliqué pour une modélisation réduite dans un massif homogénéisé. Ce constat permet encore une fois de justifier notre choix de caractérisation des joints avec des ponts rocheux, où la rupture de l'ensemble matrice plus joints se passe au niveau des joints sans plasticité de la matrice (cf. chapitre 3).

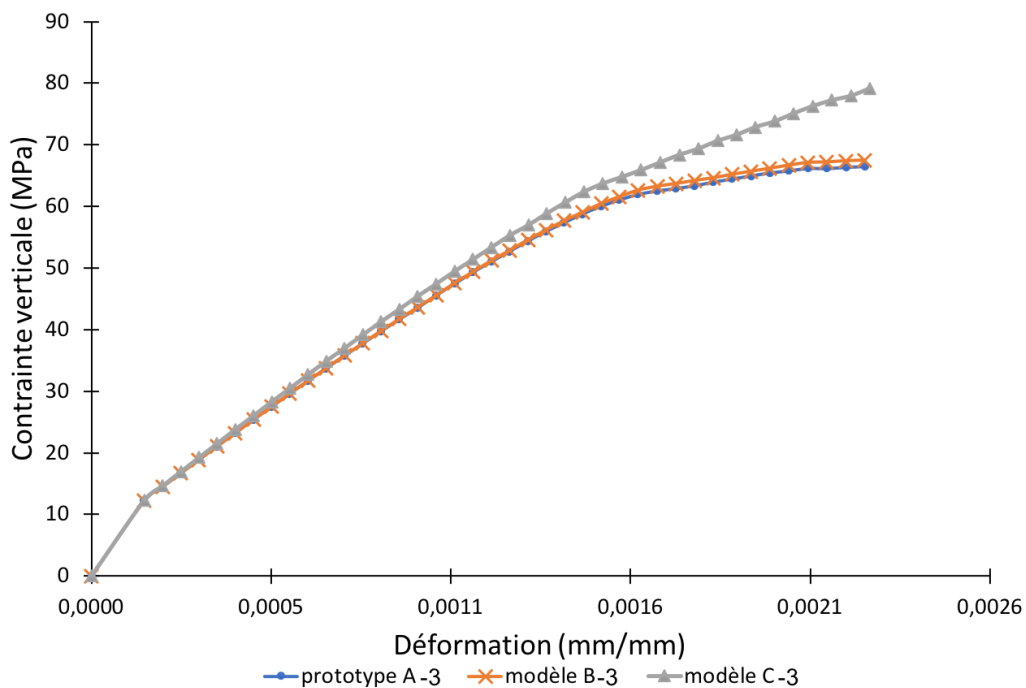


Figure 4.6 : Contraintes verticales en fonction de la déformation axiale pour les 3 modèles après translation à l'échelle 1.

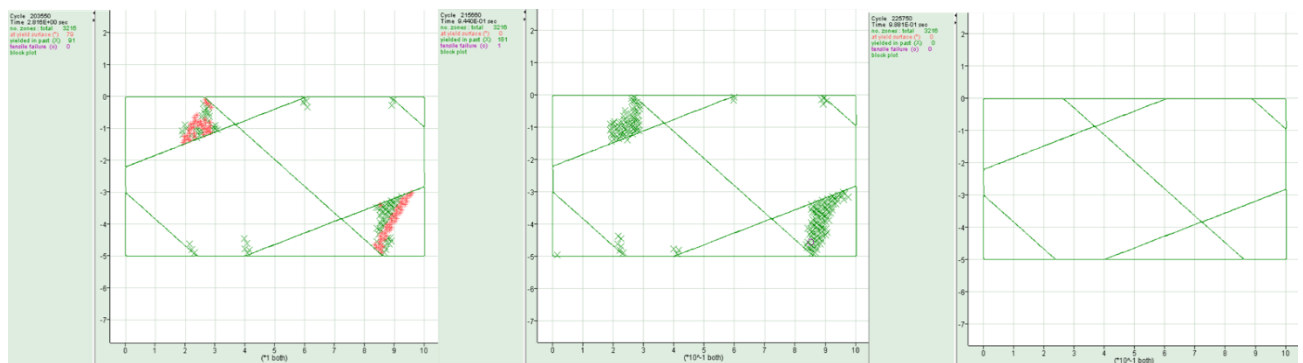


Figure 4.7 : Localisation de la plasticité en fin d'essai pour les 3 modèles A (à gauche), B (au centre) et C (à droite).

4.2 Application des résultats de caractérisation des joints à la modélisation physique

4.2.1 Présentation du dispositif expérimental de modélisation Physique

La nature du dispositif expérimental utilisé en modélisation physique a une influence sur le choix des facteurs d'échelles notamment le choix de L^* et g^* , et sur le choix des conditions limites imposées au modèle réduit – qui peuvent s'écarter de celles du prototype. Le dispositif expérimental développé à GeoRessources est un outil de modélisation sous gravité terrestre de volume propre 2,25 m³ ($L \times l \times h = 1,5 \times 1,5 \times 1$) (figures 4.8-4.9). Des contraintes et/ou déplacements contrôlés peuvent être appliqués dans les trois directions de l'espace, contrairement aux modèles existants qui sont généralement bidimensionnels (cf. Annexe B). Les bords sur lesquels sont imposés les efforts (deux faces horizontales orthogonales et la face supérieure) sont mobiles et peuvent être démontés pour faciliter la mise en place du modèle, et pour simuler si nécessaire une surface libre dans le cas d'étude

des affaissements en surface ou de l'interaction sol-structure. Les trois autres bords sont fixes, et munis de fenêtres qui peuvent être utilisées pour la réalisation d'excavations souterraines. La limite des contraintes appliquées sur les bords est de 1,5 Mpa et le déplacement maximal est limité à 10 cm. Ce dispositif permet de générer des champs de contraintes tridimensionnels et s'étend à des applications allant de l'étude en surface à des profondeurs de quelques km, même avec une hauteur propre du modèle de 1m. A titre d'exemple, un ouvrage excavé à 1000 m de profondeur est représenté en modélisation réduite, pour un facteur d'échelle sur les dimensions de 1/20, par un modèle de 50m de hauteur. Cependant, le dispositif est limité à 1m. L'effet du poids de recouvrement non modélisé explicitement (ρgh) est compensé dans ce dispositif par la contrainte verticale appliquée en surface.

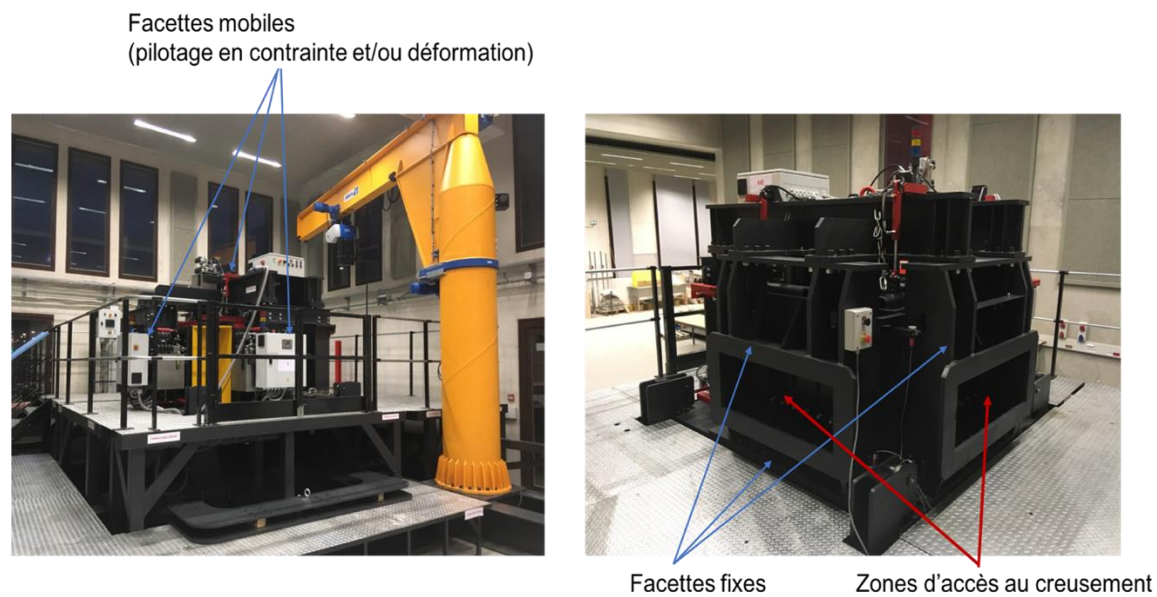


Figure 4.8: Vue générale du dispositif expérimental dédié à la modélisation physique à GeoRessources.

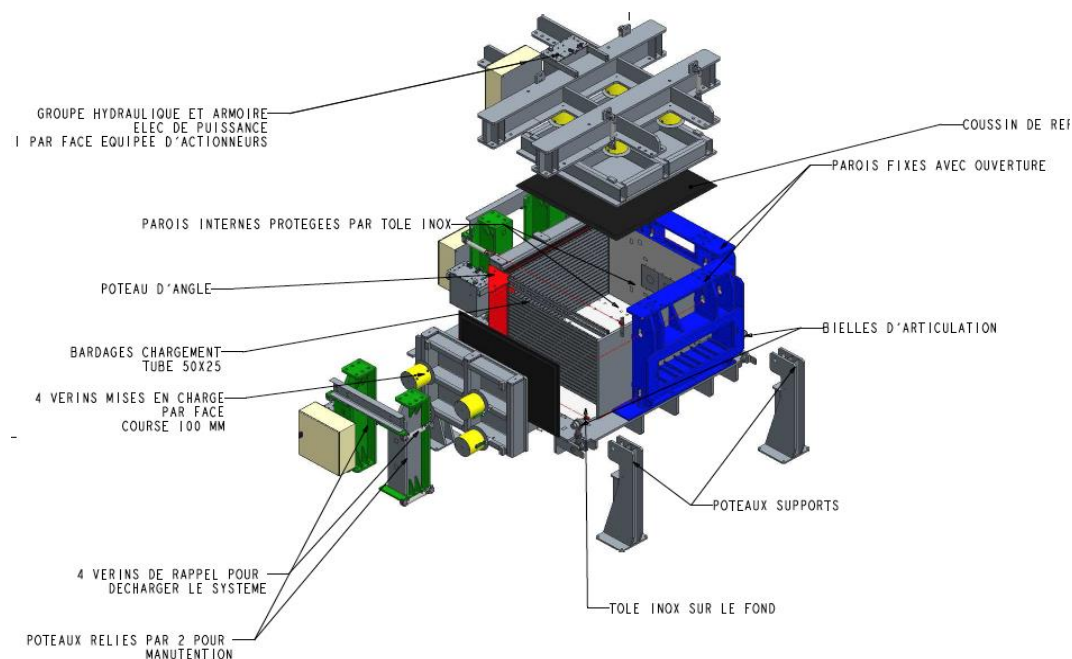


Figure 4.9 : Schéma explicatif du dispositif expérimental dédié à la modélisation physique à GeoRessources.

4.2.2 Etapes de l'application des facteurs d'échelle

Si les joints artificiels en PA12 sont capables de reproduire qualitativement le comportement global des joints rocheux, il faut également vérifier que leurs propriétés sont équivalentes à celles des roches à une échelle réduite. Les facteurs d'échelle calculés à partir des lois de similitude sont appliqués aux propriétés du matériau et des joints artificiels issus des essais mécaniques. En modélisation physique, il existe des facteurs d'échelle imposés par le choix de matériau et du dispositif expérimental : L^* , g^* et ρ^* . L^* dépend des dimensions du dispositif expérimental. On considérera ici deux ordres de grandeurs : $L^* = 1/10$ ou $1/25$. ρ^* dépend du matériau à l'échelle réelle sachant que les propriétés mécaniques du matériau analogique (PA12) sont imposées : $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ et $E = 1600 \text{ MPa}$. g^* dépend de la nature du dispositif : centrifugeuse ou sous gravité terrestre ; dans notre cas, $g^* = 1$.

Les résultats sont comparés à l'ordre de grandeur des propriétés des roches trouvées dans la nature (tableau 4.6). Ce tableau constitue une synthèse des propriétés des roches les plus typiques qu'on trouve dans la littérature. Pour plus de détails, le lecteur peut se référer à Barton, 1973 ; Kulhawy, 1975 ; 1978 ; Barton et Choubey, 1977 ; Mestat, 1993 ; Rachez, 1997.

Tableau 4.6 : Valeurs typiques des propriétés mécaniques des roches. Les valeurs présentées dans ce tableau sont tirées des travaux de Barton, 1973 ; Kulhawy, 1975 ; 1978 ; Barton et Choubey, 1977 ; Mestat, 1993 ; Rachez, 1997.

Roches	C_{roche} [MPa]	φ_{roche} [°]	E [GPa]	C_j [MPa]	φ_j [°]	K_n [MPa/mm]	K_s [MPa/mm]
Intervalle general (min-max)	0-70,6	7,5-51	0,050-110	0-2,69	7-55,8	3,8-46	0,02-29,8
Basalte			20-70	0,24	31-42		
Grès	8-27,2	27,8-45,2	5-60		25-34	35,1	1,29
Argile				0-0,18	12-18,5		
Calcaire	6,72	42	2-80	0	25	3,8-46	0,7-17

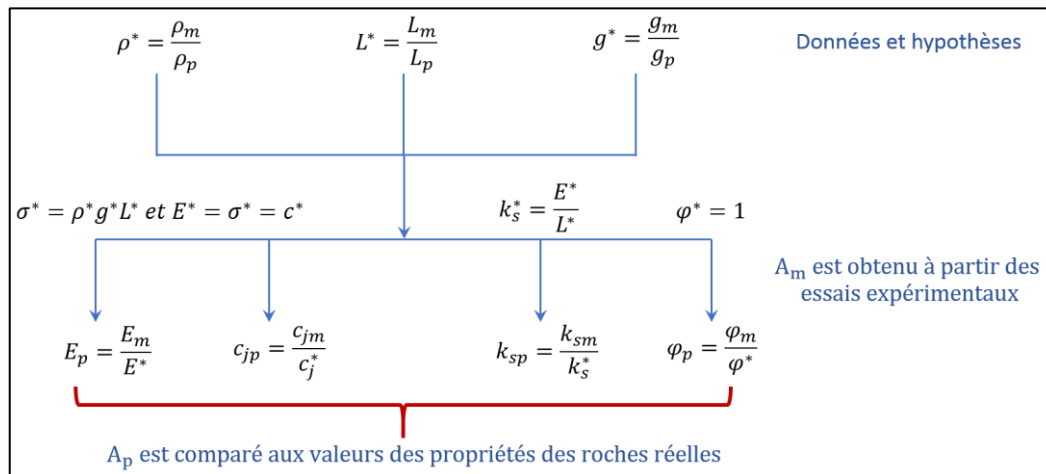


Figure 4.10 : Schéma de calcul des propriétés à l'échelle du prototype, à partir des essais expérimentaux.

Le schéma de la figure 4.10 illustre les étapes d'application des facteurs d'échelle permettant d'atteindre l'objectif. La première étape du passage de l'échelle réduite au prototype consiste à poser des hypothèses sur les facteurs L^* et ρ^* . Les facteurs d'échelles sur les paramètres du problème sont obtenus ensuite en appliquant les relations présentées dans le schéma de la figure 4.10 et calculés dans la partie 4.1. Finalement, les valeurs A_p des paramètres à l'échelle 1 sont calculées à partir de la valeur des facteurs d'échelle $A^* = A_m / A_p$ et compte tenu de la valeur A_m issue des résultats expérimentaux. Ce résultat est comparé aux valeurs typiques mesurées en mécanique des roches et exposées dans le tableau 4.6.

4.2.3 Interprétation des résultats

Pour valider l'application de la fabrication additive à la modélisation physique des massifs rocheux discontinus, deux applications sont présentées : $L^* = 1/10$ et $L^* = 1/125$

4.2.3.1 Application pour un facteur d'échelle $L^* = 1/10$

L'intervalle choisit pour ρ^* est $0.3 \leq \rho^* \leq 0.5$, ce qui correspond à une roche réelle ayant une masse volumique comprise entre 2000 et 3300 kg/m³. Les autres facteurs d'échelle sont calculés sur la base de figure 4.10 et les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 4.7.

Tableau 4.7: Calcul des valeurs des paramètres mécaniques du prototype pour un modèle réduit de facteur d'échelle $L^* = 1/10$ réalisé en PA12. En italiques les données, et en caractère droit les résultats obtenus à l'échelle 1 après application des facteurs d'échelle.

	Facteurs d'échelle	Echelle réduite A_m	Résultats à l'échelle du prototype A_p
E [GPa]	$0,03 \leq E^* \leq 0,05$	<i>1,660</i>	$32 \leq E_p \leq 53,33$
c_j [MPa]	$0,03 \leq c^* \leq 0,05$	<i>0,0-1,97</i>	$0 \leq c_j \leq 65,67$
φ_j [°]	$\varphi^* = 1$	<i>21,2-36,2</i>	$21,2 \leq \varphi_j \leq 36,2$
k_s [MPa/mm]	$0,3 \leq k_s^* \leq 0,5$	<i>0,7-5,6</i>	$1,4 \leq k_s \leq 18,7$

En comparant les résultats de la dernière colonne du tableau 4.7 avec les valeurs du tableau 4.6, on remarque que l'utilisation du PA12 par frittage laser présente des avantages pour cette application. En effet, les paramètres k_s , E et φ_j tombent dans les intervalles généraux des roches. Par contre, la cohésion des joints artificiels est élevée par rapport à ce qu'on trouve dans la nature. La cohésion du joint artificiel c_j est liée à la présence des ponts et à leur pourcentage. Une diminution de la cohésion des joints semble donc requise pour étendre le domaine d'application. Ceci est envisageable en diminuant le nombre de ponts rocheux à un maximum de 10 ponts/100cm² (pour $c_{j,p} = 2,69\text{MPa}$, $c^*=0,05$ et $c_{j,m} = 0,0135 * N_{rb}$, nous obtiendrons $N_{rb}=10$).

4.2.3.2 Application pour un facteur d'échelle $L^*=1/25$

Ce facteur d'échelle est plus approprié que $L^*=1/10$ dans la perspective d'étudier des ouvrages souterrains profonds. On conserve $g^*=1$ et $0,3 \leq \rho^* \leq 0,5$. Les résultats sont présentés sous la même forme dans le tableau 4.8.

Tableau 4.8 : Calcul des valeurs des paramètres mécaniques du prototype pour un modèle réduit de facteur d'échelle $L^*=1/25$ réalisé en PA12. En italiques les données, et en caractère droit les résultats obtenus à l'échelle 1 après application des facteurs d'échelle.

	Facteurs d'échelle	Echelle réduite A_m	Résultats à l'échelle du prototype A_p
E [GPa]	$0,012 \leq E^* \leq 0,02$	<i>1,660</i>	$80 \leq E_p \leq 133$
c_j [MPa]	$0,012 \leq c^* \leq 0,02$	<i>0,0-1,97</i>	$0 \leq c_j \leq 164,17$
φ_j [°]	$\varphi^*=1$	<i>21,2-36,2</i>	$21,2 \leq \varphi_j \leq 36,2$
k_s [MPa/mm]	$0,3 \leq k_s^* \leq 0,5$	<i>0,7-5,6</i>	$1,4 \leq k_s \leq 18,7$

La réduction du facteur d'échelle sur les dimensions métriques induit une diminution du facteur d'échelle sur les paramètres ayant comme unité [Pa], et donc une augmentation de ces valeurs à l'échelle réelle. L'angle de frottement, comme pour l'application précédente (c'est un paramètre adimensionnel qui ne subit pas une mise à l'échelle), est compatible avec les valeurs qu'on trouve dans la nature. En utilisant un facteur d'échelle de 1/25, on obtient des valeurs de raideur tangentielle à l'échelle 1 correspondant à des roches réelles. En revanche, la valeur des cohésions des joints s'éloigne encore davantage de la cohésion cible. Le module de Young obtenu à l'échelle du prototype se situe vers la borne supérieure de ce qu'on peut observer dans la nature, et même le dépasse faiblement.

L'application du PA12 avec ce facteur d'échelle $L^*=1/25$ nécessite donc de trouver des solutions techniques pour réduire la cohésion et le module de Young de la matrice à l'échelle du modèle réduit. Afin de pouvoir simuler des roches en profondeur avec un module de Young plus faible que 80 GPa, il est envisageable d'architecturer les matériaux. En d'autres termes, il est possible d'introduire des vides dans la matrice des PA12 en modifiant sa structure, et en optimisant le changement de densité et de module de Young. De cette manière, le module de Young équivalent de la matrice, sans joints rocheux, sera réduit. Il faut toutefois architecturer le matériau de manière à ce que ces défauts introduits ne dominent pas et que le comportement soit contrôlé par les discontinuités majeures

introduites et qui représentent les fractures rocheuses préexistantes. Concernant la cohésion du joint, ses valeurs à l'échelle du prototype sont largement plus élevées que celles trouvées dans la nature. Une diminution du nombre de ponts rocheux, comme expliqué pour le premier cas d'étude, est nécessaire. Une autre proposition serait de diminuer de la section du pont. Ceci aboutit à une diminution du rapport h/d et donc une diminution de la résistance de chaque pont. Toutefois, les propositions avancées sont à étudier en détails et nécessitent une re-caractérisation du matériau et des joints. Dans son état actuel, l'utilisation de la 3DP du PA12 et l'intégration des joints artificiels sont limitées au premier cas d'étude.

4.2.3.3 Application des facteurs d'échelle pour les joints à JRC contrôlé

Dans cette partie, nous cherchons à étudier si les joints générés par dimension fractale, et ayant par suite un JRC contrôlé, sont adaptés pour une modélisation physique à l'échelle de l'ouvrage. Pour rappel, les propriétés utilisées pour la caractérisation de ces joints et la génération du critère de rupture sont :

- La dimension fractale et le JRC (Joint Roughness Coefficient),
- Le JCS (Joint Compressive Strength) en MPa,
- La contrainte normale appliquée, en MPa,
- L'angle de frottement.

Le JRC reste le même quelle que soit l'échelle à laquelle on travaille parce qu'il est déterminé dans notre cas à partir de la dimension fractale, qui reste inchangée en fonction de l'échelle. L'angle de frottement est adimensionnel. Les deux paramètres à mettre à l'échelle sont donc le JCS et la contrainte normale appliquée. Le JCS_m des éprouvettes (échelle du modèle) est de 42 MPa. L'application des facteurs d'échelle présents dans les tableaux 4.7 et 4.8 au JCS_m donne respectivement, en MPa à l'échelle du prototype, les intervalles suivants :

$$840 \leq JCS_p \leq 1400, \text{ pour } L^*=1/25 \quad (4.19)$$

$$2100 \leq JCS_p \leq 3500, \text{ pour } L^*=1/10 \quad (4.20)$$

Les valeurs obtenues du JCS, et par suite les résistances des joints, sont plus importantes que l'ordre de grandeur qu'on trouve dans la nature. A titre d'exemple, Barton et Choubey, 1977 ont travaillé sur une série de joints, et ont défini des JCS compris entre 20 et 200 MPa. L'utilisation des joints en PA12 générés à partir de la dimension fractale peut simuler des joints à des échelles réduites maximales de $L^*=2/5$. Dans le but d'utiliser ces joints dans une modélisation physique à des échelles réduites plus significatives, par exemple $L^*=1/25$, il faut réduire le JCS des joints imprimés de 42 MPa à 2,4 MPa. Des modifications doivent être apportées aux joints afin de diminuer leur JCS. Les joints artificiels en 3DP générés par dimension fractale sont tout de même adaptés pour simuler le comportement des joints rocheux à l'échelle 1 au laboratoire, et donc pour étudier les phénomènes qui pourront se manifester à l'échelle du laboratoire, au niveau des aspérités.

4.2.3.4 Application des facteurs d'échelle à l'éprouvette discontinue

Les essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes discontinues ont mis en évidence une rupture au niveau des joints, sans plastification évidente de la matrice, ce qui est compatible avec la conclusion énoncée dans la partie 4.1.1.3. De plus, le comportement global est qualitativement comparable à un essai de compression classique en mécanique des roches. Dans le but de valider notre démarche de travail, cet essai de compression est assimilé à un modèle réduit d'un pilier de mines. Les résultats expérimentaux sont mis à l'échelle et comparés à des valeurs typiques existant dans la nature.

Dans les mines souterraines, la méthode des chambres et piliers est une méthode d'exploitation où le minerai est excavé sur des unités de production, les chambres, séparées par des volumes laissés en place, les piliers. Cette technique est utilisée dans le domaine minier depuis longtemps (Young, 1917 ; Ghasemi *et al.*, 2014). L'excavation des chambres engendre une redistribution des contraintes au toit et au mur des galeries, qui se traduit par une augmentation des contraintes verticales au niveau des piliers (figure 4.11).

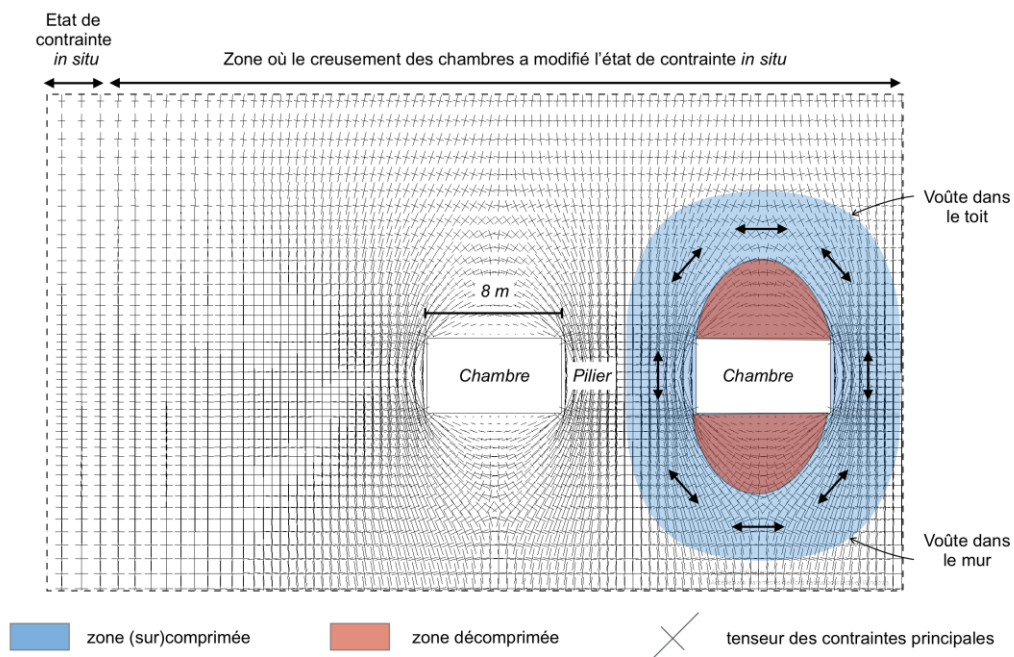


Figure 4.11 : Redistribution des contraintes in-situ liée aux excavations en chambres et piliers, (tirée de Hauquin, 2016).

La stabilité des mines en chambres et piliers dépend en premier lieu de la résistance des piliers. La résistance maximale du pilier, qu'on notera par la suite R_p (en MPa), est donc essentielle pour un dimensionnement sécuritaire des mines. Brady et Brown, 2004 ont identifié cinq modes de ruptures possibles pour les piliers :

- Fissuration et détachement d'écaillés latérales dans les piliers ne présentant pas de fracturation majeure ;
- Rupture suivant une bande de cisaillement pour les piliers ayant un grand élancement (rapport de la hauteur/largeur) ;
- Dilatation de piliers liée à une faible résistance à l'interface pilier-toit ;
- Rupture suivant les plans de discontinuités pour les piliers fracturés ;
- Rupture par séparation axiale des plans de schistosité et de foliation parallèle.

Maybee, 2000 a quant à lui définit les modes de rupture en fonction de l'échelle de temps :

- Rupture progressive lié à un endommagement progressif du pilier et propagation des fissures ;
- Rupture brutale contrôlée par les structures géologiques et les discontinuités (slip burst) ;
- Rupture brutale par éclatement de la roche (rock burst).

Wagner, 1974 ;1980 est un des rares auteurs à avoir effectué des essais grande échelle sur des piliers de charbon. Il a constaté que le comportement du pilier peut être représenté globalement par un essai de compression uniaxial classique : une phase pseudo-élastique, suivie d'un changement de pente (début d'endommagement) et d'un pic représentant la résistance maximale du pilier, suivie d'une diminution de la contrainte normale jusqu'une valeur résiduelle ou jusqu'une valeur nulle, en fonction du mode de rupture.

Il existe différentes relations empiriques et analytiques pour calculer la résistance maximale des piliers, R_p , en fonction de leur forme (e.g. Salamon *et al.*, 1998 ; Van der Merwe et Mathey, 2013), de l'effet d'échelle (e.g. Bieniawski, 1968) et du temps (e.g. Salamon *et al.*, 1998 ; Van de Merwe, 2003). Il est également possible de la calculer par modélisation numérique. Hauquin, 2016 a listé dans un tableau les résultats des résistances des piliers obtenues sur la base de différents travaux. Ces valeurs servent de référence pour notre travail de mise à l'échelle (tableau 4.9).

Tableau 4.9 : Valeurs des paramètres mécaniques du prototype pour un modèle réduit d'un pilier de facteur d'échelle $L^*=1/25$ réalisé en PA12 (Hauquin, 2016).

Auteurs	Martin et Maybee (2000)	Murali Mohan et al. (2001)	Jaiswal et Shrivastva (2009)	Mortazavi et al. (2009)	Esterhuizen et al. (2011)	Garvey (2013)	Cui et al. (2014)
Type de roche	« roches dures »	Charbon	Charbon	« Roches dures »	Calcaire	Charbon	Charbon
l/h	0,5-2,5	0,6-8,3	1,4-4,6	0,5-2	0,5-2,5	0,5	≈ 1
E (GPa)	-	2	2	56 ?	-	4	1,3
ν	-	0,25	0,2	0,25 ?	-	0,38	0,2
C (MPa) (MC) ou m_b (HB)	HB 0	MC 0,5-1,4	HB 1,47	MC 13	-	MC 3	MC 2,4
φ° (MC) ou s (HB)	HB 0,11	MC 32	HB 0,01	MC 53	MC 30	MC 0	MC 22
C résiduelle ou m_b résiduel	NA	MC 0	HB 0,125	MC 7,8	NA	MC 0,2	NA
φ° résiduelle ou s résiduel	NA	MC 22	HB 10 ⁰⁵	MC 32,5	NA	MC 30	NA
σ_c (MPa)	230	19-50	35	160-215	-	-	-
σ_t (MPa)	-	0,4-1	2,33 ?	5	-	-	1,6
R_p (MPa)	$\approx 70-160$	$\approx 5-14$	$\approx 3-10$	$\approx 8-30$	$\approx 5-130$	$\approx 7,5$	-

NA = non considéré par la modèle ; - = non communiqué ; ? = valeur déduite mais non précisée par les auteurs ; HB = modèle de Hoek et Brown ; MC = modèle de Mohr-Coulomb ; C = cohésion ; φ° = angle de frottement ; σ_c = résistance en compression d'un échantillon intact ; m_b et s = caractéristiques de Hoek et Brown.

 Tableau 4.10 : Calcul des valeurs des paramètres mécaniques du prototype pour un modèle réduit d'un pilier de facteur d'échelle $L^*=1/25$ réalisé en PA12. En italiques les données, et en caractère droit les résultats obtenus à l'échelle 1 après application des facteurs d'échelle.

	Facteurs d'échelle	Echelle réduite A_m	Résultats à l'échelle 1 (prototype) A_p
E [GPa]	$0,012 \leq E^* \leq 0,02$	<i>1,290</i>	$64,5 \leq E_p \leq 107,5$
E_{eq} [GPa]	$0,012 \leq c^* \leq 0,02$	<i>0,185-0,350</i>	$9,25 \leq E_m \leq 29,17$
R_c [MPa]	$0,012 \leq R_c^* \leq 0,02$	<i>42</i>	$2100 \leq R_c \leq 3500$
R_p [MPa]	$0,012 \leq R_p^* \leq 0,02$	<i>0,6-0,78</i>	$30 \leq R_p \leq 50$

Comme pour les exemples précédents, nous fixons $g^*=1$ et $0,3 \leq \rho^* \leq 0,5$. Nous prenons pour cet exemple $L^*=1/25$ (tableau 4.10). Ce facteur correspond à l'échelle réelle, à un pilier cylindrique de diamètre 4m et de 8m d'hauteur.

Les paramètres étudiés sont le module de Young du PA12 (E) ; le module de Young équivalent de l'éprouvette (E_{eq}) ; la résistance à la compression uniaxiale du PA12, R_c ; et la résistance à la rupture du pilier, exprimé par la résistance à la rupture de l'éprouvette discontinue R_p . Comme évoqué précédemment, le module de Young du PA12 tombe dans l'ordre de grandeur des rocheux réelles. Pour le module de Young équivalent, les résultats sont représentatifs de la réalité. Les travaux de

Marinos et Hoek, 2000 montrent que l'intervalle (9-30) GPa pour le module de Young équivalent recouvre plusieurs classes de GSI et de la résistance à la compression (figure 4.12).

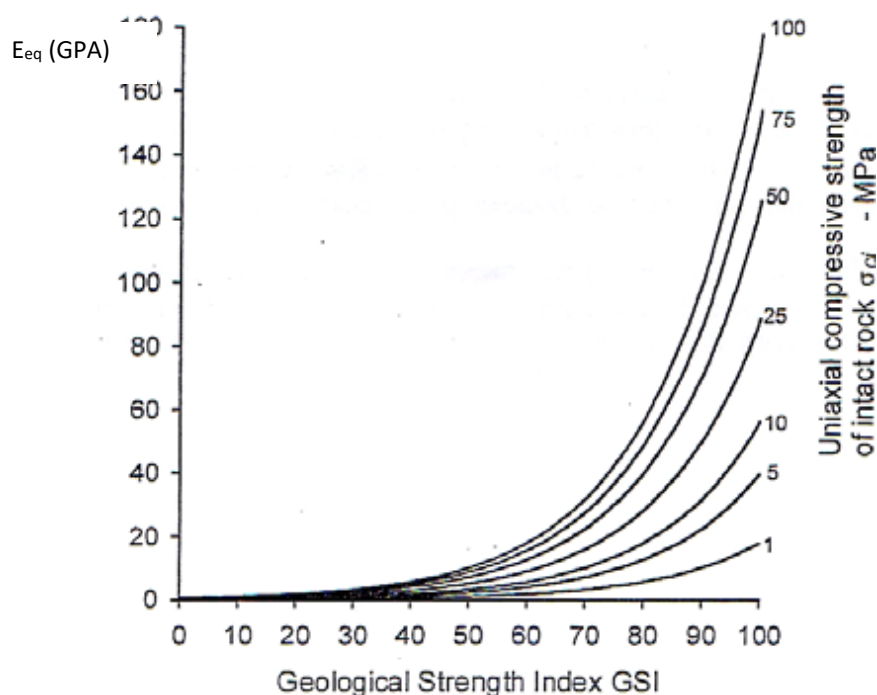


Figure 4.12 : Estimation du module de Young équivalent d'un massif rocheux, en fonction du GSI (Marinos et Hoek, 2000).

La résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte semble être plus importante que l'ordre de grandeur qu'on trouve dans la nature. Cependant, ce paramètre pourrait être négligé du moment où on garde un comportement élastique de la matrice, et que la rupture se passe dans les joints dont on maîtrise les propriétés (le nombre de ponts rocheux, la rugosité, l'orientation, etc.). Quant à la résistance du pilier, celle-ci semble correspondre aux ordres de grandeur trouvés par les différents auteurs du tableau 4.9. Ceci permet une validation préliminaire de la capacité de cette technique et de cet essai à représenter un pilier à l'échelle réelle. Dans notre modélisation, la géométrie et la cohésion adoptées sont des exemples ne correspondant à aucun cas réel. C'est pourquoi nous avons comparé les résultats à des intervalles des propriétés des roches. La deuxième étape de validation consistera à simuler un cas d'étude réel, et donc comparer les résultats expérimentaux aux résistances réelles trouvées dans la littérature et dans des études sur un cas bien défini et précis.

4.3 Conclusions

L'idée de départ de notre travail est de trouver une nouvelle technique permettant de construire un modèle physique d'un massif rocheux explicitement discontinu, dont le comportement est contrôlé par la présence des discontinuités qui ont des propriétés mises à l'échelle. Pour le faire, nous avons tout d'abord caractérisé plusieurs types de joints rocheux construits par impression 3D. Une fois les différentes propriétés des joints contrôlées, nous avons étudié l'effet de l'interaction entre plusieurs joints sur le comportement global d'un massif. L'étape finale est donc de vérifier si les joints et éprouvettes modélisés respectent les facteurs d'échelle et représentent des joints et massifs naturels, mais à une échelle réduite. Ce chapitre a permis donc de valider notre démarche de travail,

et de vérifier les limites de la SLS dans la modélisation physique en mécanique des roches. Il est une étape essentielle dans l'orientation de la suite du travail relative au développement de modélisations physiques dans le laboratoire GeoRessources. Les résultats de l'analyse des lois de similitudes montrent que les joints contenant des ponts rocheux sont plus adaptés à la modélisation physique que les joints caractérisés par dimension fractale parce qu'ils s'approchent le plus, après application des facteurs d'échelle, à l'ordre de grandeur des propriétés des joints naturels. La raideur tangentielle et l'angle de frottement des joints imprimés en 3DP sont compatibles avec les valeurs trouvées pour les roches. Le module de Young du PA12 peut être convenable jusqu'à une certaine limite ($L^*=1/25$). Cependant, pour des facteurs d'échelle plus faibles, la matrice devient trop rigide par rapport à l'échelle du prototype. La cohésion du joint doit quant à elle être réduite en diminuant le nombre de ponts rocheux ou leur surface.

La modélisation numérique d'un massif rocheux discontinu et de son modèle réduit en PA12 a montré un respect du comportement global élastique et de la limite de plasticité engendrée par la rupture des joints. Cependant, le PA12 est incapable de simuler l'ensemble du comportement de la roche intacte, notamment à cause de sa limite de plasticité élevée et de son comportement ductile. Une première application à la modélisation physique est étudiée en simulant un pilier d'une mine souterraine par les essais de compression uniaxiale réalisés sur les éprouvettes discontinues. Les résultats montrent que l'utilisation de la 3DP en modélisation physique des massifs rocheux explicitement discontinus est prometteuse.

Des études supplémentaires sont donc à poursuivre dans le but de passer à la modélisation physique grande échelle. Elles peuvent être séparées en deux thématiques, en fonction de l'objectif de la modélisation. Si le but est de simuler un massif rocheux contrôlé seulement par la rupture du joint, la technique présentée (SLS – joints contenant des ponts) est utilisable. Il faut tout de même réaliser des campagnes d'essais supplémentaires en diminuant le nombre de ponts rocheux pour s'approcher au mieux de la cohésion des joints naturels. Afin de diminuer le module de Young de la matrice du PA12, et donc pouvoir appliquer cette technique à des facteurs d'échelle inférieure à $1/25$, une architecturation de la matrice du PA12 est envisageable. Cette solution nécessite une collaboration avec des spécialistes des sciences des matériaux. Par contre, si le but est de simuler l'endommagement de la matrice et la propagation de fissures, il faut tester d'autres techniques de fabrication additive, à la base des géomatériaux. Toutes les démarches adoptées dans ce travail, depuis l'étude des limites géométriques de la technique de fabrication, jusqu'à l'application des lois de similitude, sont à appliquer afin de trouver la méthode de simulation des joints la plus adaptée au nouveau matériau.

Conclusion Générale

L'optimisation des ouvrages exploités dans un environnement rocheux nécessite une compréhension approfondie du comportement des massifs rocheux, contrôlé à la fois par les propriétés de la roche intacte, et par la présence des discontinuités rocheuses à toute échelle. Des modélisations numériques et physiques sont souvent réalisées pour prédire le comportement des ouvrages et comprendre les phénomènes observés dans la nature. Ce travail s'inscrit dans un axe de recherche à long terme consistant à réaliser des modélisations physiques d'un massif rocheux explicitement discontinu, en utilisant la fabrication additive. La technique utilisée dans ce travail est le frittage laser (SLS), le matériau est un polymère : le polyamide 12 ayant les propriétés suivantes : module élastique entre 1200 et 1600 MPa, résistance à la compression de 42 MPa, résistance à la traction de 40 MPa. Cependant, le PA12 a un comportement ductile en compression uniaxiale et traction, alors que les géomatériaux présentent généralement des comportements fragiles. L'hypothèse de notre travail est de caractériser des joints fragiles, de sorte à obtenir un comportement global contrôlé par les discontinuités, sans dépasser la limite élastique du PA12 et sans endommagement de la matrice.

Deux familles de discontinuités sont imprimées, testées et comparées aux joints rocheux naturels.

a) Des joints fermés à rugosité idéale (simplifiée)

Ces joints ont une ouverture de 0,4mm. Ils contiennent des ponts rocheux et de la poudre non fondue, conséquence du processus de fabrication additive. La géométrie varie entre joint planaire et joint en dents de scies. Les résultats principaux obtenus à partir des essais de cisaillement sous contrainte normale constante sont les suivants.

- Le comportement global obtenu ressemble au comportement classique des joints rocheux.
- Les ponts rocheux sont responsables de la résistance et de la cohésion du joint : la cohésion augmente avec le nombre de ponts rocheux. Une fois rompus, la contrainte tangentielle diminue jusqu'à atteindre la valeur résiduelle.
- La résistance au cisaillement augmente en fonction de l'angle des aspérités. Celui-ci a une influence sur l'angle de frottement des joints.
- Dans le but de quantifier les résultats, un critère de rupture est proposé à partir d'une régression statistique permettant de prendre en compte explicitement l'effet des aspérités et du nombre des ponts rocheux. Le critère le plus statistiquement significatif s'écrit comme suit :

$$\tau_{pic} = \sigma_n \tan(23,5 + \theta) + 0,0135 N_{rb}$$

$$\tau_{res} = \sigma_n \tan(21,8 + \theta)$$

L'avantage de ce type de modélisation des joints est que la rupture est bien contrôlée et cernée au niveau des ponts rocheux. La petite dimension des ponts (diamètre de 2,5 mm) freine la propagation

de la plasticité dans la matrice, ce qui correspond à notre hypothèse. En plus, ce type de joint est très avantageux pour la modélisation physique parce qu'il nous permet de contrôler les paramètres du joint (angle de frottement et cohésion) à partir des paramètres contrôlables en 3DP (nombre de ponts rocheux et angle des aspérités).

b) Des joints à rugosité réelle :

Ces joints ont une rugosité plus réaliste et un JRC contrôlé. Ils sont générés à partir de la dimension fractale et ne contiennent aucun pont rocheux.

La SLS a permis de reproduire géométriquement et mécaniquement des joints rugueux. La précision obtenue pour la géométrie est particulièrement notable. Le comportement des joints sous essais de cisaillement est équivalent au comportement des joints naturels, avec des résistances plus importantes pour les joints les plus rugueux. Les résultats obtenus sont également compatibles avec le critère de rupture de Barton, 1974. L'utilisation de cette technique pour la reproduction des rugosités naturelles est essentielle pour la compréhension de l'effet de ce paramètre sur le comportement mécanique des discontinuités, à l'échelle du laboratoire mais aussi à l'échelle des failles. Les études sur ce type de joint permettent de définir le rôle des aspérités primaires et secondaires, et de la direction de cisaillement sur la résistance des joints.

Au final, les résultats expérimentaux obtenus sur les deux familles de joints permettent de valider la possibilité de contrôler le comportement mécanique des joints artificiel construits par SLS.

Cette campagne expérimentale est complétée par une étude numérique sous UDEC. Le but est d'étudier la capacité des modèles implémentés dans le logiciel, à reproduire les phénomènes observés expérimentalement. Pour cela, nous utilisons le modèle Coulomb + résiduel pour la première famille des joints, et le modèle Barton-Bandis pour la deuxième famille des joints. Nous constatons que le modèle Coulomb + résiduel permet de reproduire la valeur de la résistance tangentielle résiduelle et au pic. Cependant, la transition entre les deux n'est pas reproduite. Une fonction linéaire est donc intégrée pour simuler la dégradation progressive des propriétés des joints.

Les simulations numériques en utilisant le critère Barton-Bandis nous ont permis de constater que le JRC post-pic est plus dégradé expérimentalement que celui proposé par Barton.

Une fois les discontinuités caractérisées, nous avons étudié le comportement en compression d'un échantillon cylindrique intégrant plusieurs discontinuités. De ce fait, deux types d'éprouvette cylindrique (320 mm de hauteur et 160 mm de diamètre) sont imprimés : le premier type contient deux discontinuités, et le deuxième huit. Toutes les discontinuités sont similaires géométriquement et mécaniquement (joints planaires à 0,6% de ponts rocheux). Elles diffèrent par leur direction et leur pendage. Les résultats montrent que la matrice (PA12) a un comportement élastique réversible, avec un module de Young de 1290 MPa (même ordre de grandeur du PA12). Le module équivalent de l'éprouvette, simulant la matrice et les discontinuités est réduit en présence de discontinuités, ce qui est compatible avec les observations classiques en mécanique des roches. La rupture se fait au niveau des ponts rocheux, suivant un plan de discontinuité, ayant les pendages les plus importants (55° et 60°). Cette rupture n'est pas brutale. Elle est retardée par le mouvement des blocs résultant de la sollicitation de plusieurs discontinuités simultanément. Cependant, nous avons obtenu expérimentalement un résultat non attendu : la résistance de l'éprouvette contenant huit discontinuités est supérieure que celle contenant deux discontinuités. Ceci pourrait être dû au

mouvement des blocs et leur rotation causant des effets de poinçonnements, et une répartition non homogène des contraintes dans l'éprouvette, plus importante en présence de huit discontinuités qu'en présence de deux. Des modèles numériques sur 3DEC simulant ces essais ont permis de reproduire le comportement élastique des deux éprouvettes et de mettre en évidence la répartition non homogène des contraintes dans l'éprouvette. Cependant le comportement post-pic, comme pour les modélisations 2D, n'est pas reproduit potentiellement à cause du modèle de rupture utilisé.

La dernière étape de notre étude consiste à appliquer les lois de similitude utilisées en modélisation physique, pour vérifier si cette technologie et cette méthode de modélisation des joints est applicable à la mécanique des roches. Les résultats montrent que les joints ayant une géométrie simplifiée et comptant des ponts rocheux peuvent être utilisés en modélisation physique : leur angle de frottement et résistance permettent de reproduire la réalité. Cependant, il faut diminuer le nombre des ponts pour que la cohésion des joints à l'échelle du prototype soit représentative des cohésions des joints naturels. Pour la matrice, le moule de Young peut être représentatif des roches naturelles jusqu'à un facteur d'échelle $L^*=1/25$. Au-dessous de ce facteur, le module du PA12 est très rigide. Une première application à la modélisation réduite est vérifiée en simulant un pilier d'une mine par les essais de compression des éprouvettes discontinues. Les résultats sont prometteurs et permettent de valider l'utilisation de cette technique, même s'il reste quelques modifications à apporter.

Le travail réalisé ouvre de nombreuses perspectives.

Du point de vue modélisation numérique, et dans le but de simuler la dégradation des propriétés post-pics des joints, des améliorations peuvent être apportées soit en calibrant le modèle « continuously yielding » des joints en fonction de nos résultats expérimentaux, soit en ajoutant une fonction de dégradation des propriétés des joints au critère de Coulomb mais qui ne soit pas linéaire. Il est possible aussi d'utiliser d'autres outils numériques permettant de simuler explicitement les ponts et de reproduire par suite la rupture des joints au niveau des ponts. Quant au critère de Barton, une modification de la table du JRC mobilisé en fonction du déplacement du joint peut être une solution à la modélisation numérique. La modification de la table de Barton nécessite une large campagne expérimentale sur des joints à rugosité réaliste et JRC contrôlé.

Plus concrètement, il faut envisager de réaliser des essais de cisaillement sur des joints en étudiant les paramètres suivants :

- Des joints ayant des dimensions fractales différentes mais le même écart-type ;
- Des joints ayant la même dimension fractale mais des écarts-type différents ;
- Des joints générés à partir de la même dimension fractale et le même écart-type pour avoir un échantillonnage significatif d'une même population.

Concernant les joints à géométrie simplifiée et contenant des ponts, des joints supplémentaires doivent être réalisés en variant les angles des aspérités, et en réduisant le nombre de ponts rocheux. Ceci permet d'un côté d'obtenir une cohésion des joints à l'échelle réduite représentative de la cohésion des joints naturels, et de valider et/ou modifier le critère de rupture proposé en enrichissant la base de données. Sur ce même type de géométrie, nous avons réalisé une étude non exhaustive de l'influence de l'inclinaison des ponts sur la résistance des joints et nous avons trouvé que ce paramètre a un effet. Une étude plus détaillée de ce paramètre est intéressante surtout que dans l'éprouvette

de compression, les joints, et par suite les ponts, ont des pendages variés. Une connaissance exacte de leur résistance au cisaillement et à la traction pourrait assurer des éléments de réponses aux observations expérimentales, et à l'écart obtenu entre la modélisation numérique et les essais expérimentaux.

De point de vue essais de compression sur les éprouvettes discontinues, il serait intéressant, pour comprendre le mécanisme de mouvement des blocs, de tester des éprouvettes avec moins de discontinuités, et des géométries plus simples, en commençant avec une éprouvette contenant un seul joint. Ceci permet de dissocier le comportement de la matrice de celui du joint, et de mieux comprendre à quoi sont liés les déformations obtenues. Une fois le comportement avec des géométries simplifiées contrôlé, il est possible de tester l'effet du pendage des joints et de la géométrie du réseau de fractures. Pour le faire, plusieurs éprouvettes contenant le même nombre de discontinuités formées par un pourcentage unique de ponts rocheux peuvent être construites et testées en faisant varier le pendage et la direction de pendage de chaque discontinuité.

Concernant les propriétés élastiques du PA12, et compte tenu de son module de Young élevé par rapport aux besoins de la modélisation physique en mécanique des roches pour des facteurs d'échelle inférieurs à $L^*=1/25$, une architecturation de la matrice continue du PA12 pourrait réduire ce module. Pour le faire, des études développées sont nécessaires afin de trouver la méthode la plus adaptée pour combiner le matériau architecturé avec les joints rocheux et pour obtenir un comportement global contrôlé par les joints.

Ces différentes campagnes expérimentales fourniront des éléments de réponses à nos questions et permettront ensuite le passage à des modélisations physiques à volume plus important.

Sur les perspectives à long terme, et dans le but de réaliser un modèle réduit de $2m^3$, il sera essentiel de penser à la méthode de construction du volume global. La technique présentée permet d'obtenir un volume maximal de $400 \times 400 \times 450 \text{ mm}^3$. Un assemblage de blocs est donc imposé pour la construction du volume total. Des études sur le mode de rassemblement des blocs est nécessaire. Une combinaison entre différentes techniques de fabrication additive (par exemple SLS et stratocenception) peut être une solution à développer. Un deuxième point primordial dans la modélisation physique est le suivi des essais. Des jauges et capteurs doivent être placés dans le cœur du modèle réduit pour suivre les contraintes et déplacements qui ont lieu à différentes localisations du modèle. Une étude des techniques des capteurs à utiliser et de leur méthode de positionnement est une piste à développer.

D'un autre côté, les configurations testées dans ce travail consistent à considérer une rupture au niveau des joints sans endommagement de la matrice parce que le matériau utilisé présente un comportement plastique différent des géomatériaux. Il est intéressant donc de tester d'autres techniques d'impression 3D utilisant des géomatériaux plus fragiles, afin de simuler un comportement similaire à celui des massifs rocheux, à une échelle réduite. Une nouvelle étude, qui débute au moment où ma thèse se termine, va tester une technique d'impression 3D qui utilise du sable.

Références

- Aharoni SM (1997) *n*-Nylons, their synthesis, structure, and properties. J. Wiley & Sons, Chichester ; New York; ISBN 0-471-96068-3.
- Al Heib M, Emeriault F, Caudron M, Nghiem L, Hor B (2013) Large-scale soil-structure physical model (1g): assessment of structure damages. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*; 13(4):138e52.
- Al Heib M, Emeriault F, Nghiem H-L (2019) On the use of 1g physical models for ground movements and soil-structure interaction problems. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* S1674775518305778. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.07.006>
- Adachi T, Kimura M, Kishida K (2003) Experimental study on the distribution of earth pressure and surface settlement through three-dimensional trapdoor tests. *Tunneling and Underground Space Technology* 18 (2), 171–183.
- Amadei B, Goodman RE (1981) A 3-D constitutive relation for fractured rock masses. In Selvadurai, A.P.S. (ed.), *Proc. Int. Symp. On mechanical behavior of structured media*, Ottawa, part B: pp.249-268.
- Amann F, Gischig V, Evans K, et al (2018) The seismo-hydromechanical behavior during deep geothermal reservoir stimulations: open questions tackled in a decameter-scale in situ stimulation experiment. *Solid Earth* 9:115–137. <https://doi.org/10.5194/se-9-115-2018>
- Amann F, Ündül Ö, Kaiser PK (2014) Crack Initiation and Crack Propagation in Heterogeneous Sulfate-Rich Clay Rocks. *Rock Mech Rock Eng* 47:1849–1865. <https://doi.org/10.1007/s00603-013-0495-3>
- Archambault G, Fortin M, Gill DE, Aubertin M, Ladanyi B (1990) Experimental investigations for an algorithm simulating the effect of variable normal stiffness on discontinuities shear strength. In: *Rock Joints*, Loen, Norway. Balkema, Rotterdam.
- Archambault G, Gentier S, Riss J, Flamand R (1997) The evolution of void spaces (permeability) in relation with rock joint shear behavior. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 34:14.e1-14.e15. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)00046-4](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)00046-4)
- Armand G, Boulon M, Papadopoulos C, Basanou ME, Vardoulakis IP (1998) Mechanical behaviour of Dionysos marble smooth joints. I - Experiments. In: *Mechanics of Jointed and Faulted Rock*, Vienne.
- Ashby MF, Shercliff H, Cebon D (2007) *Materials: engineering, science, processing and design*, 1st ed. Butterworth-Heinemann, Amsterdam ; Boston.
- Ataie-Ashtiani B, Hassanizadeh SM, Oostrom M, et al (2001) Effective parameters for two-phase flow in a porous medium with periodic heterogeneities. *Journal of Contaminant Hydrology* 49:87–109. [https://doi.org/10.1016/S0169-7722\(00\)00190-X](https://doi.org/10.1016/S0169-7722(00)00190-X)

- Atkinson JH, Brown ET, Potts M (1975) Collapse of shallow unlined tunnels in dense sand. *Tunnels and Tunnelling* 3, 81–87.
- Aydan Ö, Ohta Y, Geniş M, et al (2010) Response and Stability of Underground Structures in Rock Mass during Earthquakes. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 43:857–875. <https://doi.org/10.1007/s00603-010-0105-6>
- Aydan Ö, Shimizu Y, Ichikawa Y (1989) The effective failure modes and stability of slopes in rock mass with two discontinuity sets. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 22:163–188.
- Bae D, Kim K, Koh Y, Kim J (2011) Characterization of Joint Roughness in Granite by Applying the Scan Circle Technique to Images from a Borehole Televiewer. *Rock Mech Rock Eng* 44:497–504. <https://doi.org/10.1007/s00603-011-0134-9>
- Bandis S (1980) Experimental studies of scale effects on shear strength, and deformation of rock joints. Phd thesis, Univ. of Leeds, 385 pp.
- Bandis SC, Lumsden AC, Barton NR (1981) Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 18, pp. 1-21.
- Bandis SC, Lumsden AC, Barton NR (1983) Fundamentals of rock joint deformation. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. Elsevier, pp 249–268
- Barton N (1972) A model study of rock-joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 9:579–582. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(72\)90010-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(72)90010-1)
- Barton N (1973) Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering geology* 7:287–332.
- Barton N (2000) *TBM tunneling in jointed and faulted rock*. Rotterdam: Balkema.
- Barton N (2002) Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 39 (2002) 185–216.
- Barton N (2013) Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 5:249–261. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2013.05.008>
- Barton NR, Bandis SC (1982) Effect of block size on the behavior of jointed rock. *Proc. 23th U.S. Symp. on rock mechanics* pp. 739-760.
- Barton N, Choubey V (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock mechanics* 10:1–54.
- Barton N, Lien R, Lunde J (1974) Engineering classification of Rock Masses for the Design Support. *Rock Mechanics*, Vol 6, pp.189-236.
- Beer A, Stead D, Coggan J (2002) Technical Note Estimation of the Joint Roughness Coefficient (JRC) by Visual Comparison. *Rock Mech Rock Engng* 35, 65–74. <https://doi.org/10.1007/s006030200009>

- Belem T, Souley M, Homand F (2009) Method for Quantification of Wear of Sheared Joint Walls Based on Surface Morphology. *Rock Mech Rock Eng* 42:883–910. <https://doi.org/10.1007/s00603-008-0023-z>
- Berman B (2012) 3-D printing: The new industrial revolution. *Business Horizons* 55:155–162. <https://doi.org/10.1016/j.bushor.2011.11.003>
- Berthoz N (2012) Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés. Thèse, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, France.
- Berthoz N, Branque D, Wong H, Subrin D (2013) Stress measurement in partially saturated soils and its application to physical modeling of tunnel excavation. *Canadian Geotechnical Journal* 50:1077–1087. <https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0154>
- Bieniawski ZT (1968) In situ strength and deformation characteristics of coal. *Engineering Geology*, 2(5), 325–340.
- Bieniawski ZT (1973) Engineering classification of jointed rock masses. *Trans. S. Afr. Instn Civ. Engrs*, Vol. 15, n°12, pp. 335-344.
- Bieniawski ZT, Bernede MJ (1979) Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 16(2):137–140.
- Bieniawski ZT (1989) *Engineering rock mass classification*. John Wiley and Sons, New York 251 p.
- Biran O, Hatzor Y, Ziv A (2009) Micro-scale roughness effects on the friction coefficient of granite surfaces under varying levels of normal stress. In: Vardoulakis I (ed) *Meso-Scale Shear Physics in Earthquake and Landslide Mechanics*. CRC Press, pp 145–156.
- Blumel M, Button EA, Potsch M (2003) Stiffness controlled shear behaviour of rock. In: *International Society for Rock Mechanics 10th Congress Technology roadmap for Rock Mechanics South African Institute of Mining and Metallurgy*.
- Bonilla–Sierra V, Scholtès L, Donzé F, Elmoultie M (2015) DEM analysis of rock bridges and the contribution to rock slope stability in the case of translational sliding failures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 80:67–78. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.09.008>
- Bour O (2002) A statistical scaling model for fracture network geometry, with validation on a multiscale mapping of a joint network (Hornelen Basin, Norway). *J Geophys Res* 107:2113. <https://doi.org/10.1029/2001JB000176>
- Brady BHG, Brown ET (2004) *Rock mechanics: for underground mining*, 3rd ed. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht ; Boston.
- Brodsky EE, Kirkpatrick JD, Candela T (2016) Constraints from fault roughness on the scale-dependent strength of rocks. *Geology* 44:19–22. <https://doi.org/10.1130/G37206.1>
- Brown SR, Scholz CH (1985) Broad bandwidth study of the topography of natural rock surfaces. *J Geophys Res* 90:12575. <https://doi.org/10.1029/JB090iB14p12575>

- Buckingham E (1914). On physically similar systems, illustration of the use of dimensional equations. *Physical review* 4: 345-376.
- Candela T, Brodsky EE (2016) The minimum scale of grooving on faults. *Geology* 44:603–606. <https://doi.org/10.1130/G37934.1>
- Chalhoub M (2006) Apports des méthodes d’homogénéisation numériques à la classification des massifs rocheux fracturés. *École Nationale Supérieure des Mines de Paris*.
- Chalhoub M, Pouya A (2008) Numerical homogenization of a fractured rock mass: A geometrical approach to determine the mechanical Representative Elementary Volume. 13:12.
- Champan DN, Ahn SK, Hunt DVL, Chan HC (2006) The use of model tests to investigate the ground displacement associated with multiple tunnel construction in soil. *Tunnels & Tunneling* 21 (3), 413.
- Chen X, Liao Z, Peng X (2013) Cracking process of rock mass models under uniaxial compression. *J Cent South Univ* 20:1661–1678. <https://doi.org/10.1007/s11771-013-1660-2>
- Chen YM, Cao WP, Chen RP (2008) An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments. *Geotextiles and Geomembranes*. vol.2: pp.164-174.
- Cheng C, Chen X, Zhang S (2016) Multi-peak deformation behavior of jointed rock mass under uniaxial compression: Insight from particle flow modeling. *Engineering Geology* 213:25–45. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.08.010>
- Cheng Q (1997) Multifractal modeling and lacunarity analysis. *Math Geol* ; 29 (7):919–32.
- Clark GB (1981) Geotechnical centrifuges for model studies and physical property testing of rock and rock structures. *Colorado School of Mines Quarterly*: Vol. 76, No. 4.
- CFMR-MMR (2000) Comité Français de Mécanique des Roches - Manuel de mécanique des roches . Tome 1 : Fondements. Les Presses de l’Ecole des Mines de Paris, coordonné par F. Homand et P. Duffaut, 265 pages.
- Cottrell B (2009) Updates to the G-C-Shear Strength Criterion. M.Eng., University of Toronto.
- Crawford AM, Curran JH (1981) The influence of shear velocity on the frictional resistance of rock discontinuities. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 18:505–515. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(81\)90514-3](https://doi.org/10.1016/0148-9062(81)90514-3)
- Cruden DM (2000) Some forms of mountain peaks in the Canadian Rockies controlled by their rock structure. *Quaternary International* 68–71:59–65. [https://doi.org/10.1016/S1040-6182\(00\)00032-X](https://doi.org/10.1016/S1040-6182(00)00032-X)
- Cui Y (2019) Effect of joint type on the shear behavior of synthetic rock. *Bull Eng Geol Environ* 78:3395–3412. <https://doi.org/10.1007/s10064-018-1325-3>
- Cundall PA (1971) A computer model for simulation progressive, large scale movements in blocky rock systems. *Int. Symp. on Rock Fracture, ISRM, Nancy, France, Vol. 1, paper n°II.8*.

- da Silva TS, Elshafie MZE, Sun T (2016) Fibre optic instrumentation and calibration in the geotechnical centrifuge. In: 3rd European Conference on Physical Modelling in Geotechnics (Eurofuge 2016), Nantes, France.
- Davy P, Darcel C, Le Goc R, Mas Ivars D (2018) Elastic Properties of Fractured Rock Masses With Frictional Properties and Power Law Fracture Size Distributions. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*. <https://doi.org/10.1029/2017JB015329>
- Davy P, Le Goc R, Darcel C, et al (2010) A likely universal model of fracture scaling and its consequence for crustal hydromechanics. *J Geophys Res* 115:B10411. <https://doi.org/10.1029/2009JB007043>
- Davy P, Le Goc R, Darcel C (2013) A model of fracture nucleation, growth and arrest, and consequences for fracture density and scaling: A Discrete Fracture Network Model. *J Geophys Res Solid Earth* 118:1393–1407. <https://doi.org/10.1002/jgrb.50120>
- Deckard C, Beaman JJ, Darrah J (1988) Patent cooperation treaty application. WO 9208567.
- De Dreuzy J-R, Davy P, Bour O (2002) Hydraulic properties of two-dimensional random fracture networks following power law distributions of length and aperture: Permeability of heterogeneous fracture networks. *Water Resour Res* 38:12-1-12–9. <https://doi.org/10.1029/2001WR001009>
- De Dreuzy J-R, Méheust Y, Pichot G (2012) Influence of fracture scale heterogeneity on the flow properties of three-dimensional discrete fracture networks (DFN): 3D Fracture Network Permeability. *J Geophys Res* 117:n/a-n/a. <https://doi.org/10.1029/2012JB009461>
- De La Vaissière R, Armand G, Talandier J (2015) Gas and water flow in an excavation-induced fracture network around an underground drift: A case study for a radioactive waste repository in clay rock. *Journal of Hydrology* 521:141–156. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2014.11.067>
- Dershowitz WS, Einstein HH (1988) Characterizing rock joint geometry with joint system models. *Rock Mech Rock Engng* 21:21–51. <https://doi.org/10.1007/BF01019674>
- Detournay E (1979) The interaction of deformation and hydraulic conductivity in rock fracture. An experimental and analytical study. In improved stress determination procedures by hydraulic fracturing, final report.
- Duncan JM, Chang CY (1970) Non-linear analysis of stress and strain in soils. *J. Soil Mech. Fdns Div., Proc. A. Soc. civ. Engrs* 96(SM5), 1629-1653.
- Einstein HH, Veneziano D, Baecher GB, O'reilly KJ (1983) The effect of discontinuity persistence on rock slope stability. In: *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*. Elsevier, pp 227–236.
- Elmo D, Donati D, Stead D (2018) Challenges in the characterisation of intact rock bridges in rock slopes. *Engineering Geology* 245:81–96. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.06.014>
- Esaki T, Aikawa A, Jiang Y, Mitani Y (1993) Development of a new base friction technique and its application to geotechnical study. *Assessment and Prevention of Failure in Rock Engineering*, Rotterdam. p: 403-408.

- Everling G (1964) Model tests concerning the interaction of ground and roof support in gate-roads. In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Elsevier, pp 319IN5323–322IN16326
- Fang Y, Xu C, Cui G, Kenneally B (2016) Scale model test of highway tunnel construction underlying mined-out thin coal seam. *Tunnelling and Underground Space Technology* 56:105–116. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.03.007>
- Feng P, Meng X, Chen J-F, Ye L (2015) Mechanical properties of structures 3D printed with cementitious powders. *Construction and Building Materials* 93:486–497. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.132>
- Feng Q, Fardin N, Jing L, Stephansson O (2003) A New Method for In-situ Non-contact Roughness Measurement of Large Rock Fracture Surfaces. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 36:3–25. <https://doi.org/10.1007/s00603-002-0033-1>
- Fereshtenejad S, Song J-J (2016) Fundamental Study on Applicability of Powder-Based 3D Printer for Physical Modeling in Rock Mechanics. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 49:2065–2074. <https://doi.org/10.1007/s00603-015-0904-x>
- Ferrero M, Labichino G, Pancotti G, Giani GP (1999) Interpretazione con modelli matematici di misure di rugosità di discontinuità naturali in roccia XX convegno nazionale di geotecnica : 101-106.
- Flamand R (2000) Validation d'un modèle de comportement mécanique pour les fractures rocheuses en cisaillement. Université du Québec à Montréal.
- Follin S, Hartley L, Rhén I, et al (2014) A methodology to constrain the parameters of a hydrogeological discrete fracture network model for sparsely fractured crystalline rock, exemplified by data from the proposed high-level nuclear waste repository site at Forsmark, Sweden. *Hydrogeol J* 22:313–331. <https://doi.org/10.1007/s10040-013-1080-2>
- Fox DJ, Kana DD, Hsiung SM (1998) Influence of interface roughness on dynamic shear behavior in jointed rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 35 (7), pp. 923-940.
- Frayssines M, Hantz D (2009) Modelling and back-analysing failures in steep limestone cliffs. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 46:1115–1123. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2009.06.003>
- Fuenkajorn K, Phueakphum D (2010) Physical model simulation of shallow openings in jointed rock mass under static and cyclic loadings. *Engineering Geology* 113:81–89. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.03.003>
- Garnier J (2001) Modèles physiques en géotechnique: I – Évolution des techniques expérimentales et des domaines d'application(1). *Rev Fr Geotech* 3–29. <https://doi.org/10.1051/geotech/2001097003>
- Garnier J, Gaudin C, Springman Iii SM, et al (2007) Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. <https://doi.org/10.13140/2.1.1615.3281>

- Garnier J, Pecker A (1999) Use of centrifuge tests for the validation of innovative concept in foundation engineering. 2nd Int. Conf. on Earthquake geotech. Engng, Lisbon, 7p.
- Gasc-Barbier M, Wassermann J (2013) Etude en laboratoire de l'anisotropie des roches par méthode ultrasonique : Application au gneiss de Valabres (Alpes-Maritimes). Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, pp 139-153.
- Ge Y, Kulatilake PHSW, Tang H, Xiong C (2014) Investigation of natural rock joint roughness. Computers and Geotechnics 55:290–305. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.09.015>
- Gentier S, Riss J, Archambault G, et al (2000) Influence of fracture geometry on shear behavior. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 14.
- Ghabraie B, Ren G, Smith J, Holden L (2015a) Application of 3D laser scanner, optical transducers and digital image processing techniques in physical modelling of mining-related strata movement. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 80:219–230. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.09.025>
- Ghabraie B, Ren G, Zhang X, Smith J (2015b) Physical modelling of subsidence from sequential extraction of partially overlapping longwall panels and study of substrata movement characteristics. International Journal of Coal Geology 140:71–83. <https://doi.org/10.1016/j.coal.2015.01.004>
- Ghasemi E, Ataei M, Shahriar K (2014) An intelligent approach to predict pillar sizing in designing room and pillar coal mines. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 65, 86-95.
- Gibson I, Shi D (1997) Material properties and fabrication parameters in selective laser sintering process. Rapid Prototyping Journal 3:129–136. <https://doi.org/10.1108/13552549710191836>
- Gomez JS, Ardila N, Chalaturnyk RJ, Zambrano-Narvaez G (2017) Reservoir Geomechanical Properties Characterization of 3D Printed Sandstone. In: Poromechanics VI. American Society of Civil Engineers, Paris, France, pp 952–960.
- Gomez JS, Chalaturnyk RJ, Zambrano-Narvaez G (2019) Experimental Investigation of the Mechanical Behavior and Permeability of 3D Printed Sandstone Analogues Under Triaxial Conditions. Transp Porous Med 129:541–557. <https://doi.org/10.1007/s11242-018-1177-0>
- Goodman RE (1974) The mechanical properties of joints, Vol. 1A, pp. 127-140. In: Proc. 3rd Congr. ISRM, Denver.
- Goodman RE (1976) Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rock. West, New York, p 472.
- Gornet TJ, Davis KR, Starr TL, Mulloy KM (2002) Characterization of Selective Laser Sintering Materials to Determine Process Stability. Proceedings of the Solid Freeform Fabrication Symposium, University of Texas in Austin, USA.
- Grasselli G. (2001) Shear strength of rock joints based on quantified surface description. Ph.D. thesis, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.
- Grasselli G, Egger P (2003) Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 40:25–40. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(02\)00101-6](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(02)00101-6)

- Grasselli G, Wirth J, Egger P (2002) Quantitative three-dimensional description of a rough surface and parameter evolution with shearing. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 39:789–800. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(02\)00070-9](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(02)00070-9)
- Green DL (2014) Modelling Geomorphic Systems: Scaled Physical Models. *Geomorphological Techniques* 18.
- Grunberger D (1991) Analyse fractale de réseaux de fractures simulés. DEA modèles théoriques de la physique, USTL, Montpellier, 18 p.
- Guglielmi Y, Elsworth D, Cappa F, et al (2015) In situ observations on the coupling between hydraulic diffusivity and displacements during fault reactivation in shales: Permeability Of An Activated Shale Fault. *J Geophys Res Solid Earth* 120:7729–7748. <https://doi.org/10.1002/2015JB012158>
- Hagiwara T, Grant RJ, Calvello M, Taylor RN (1999) The effect of overlying strata on the distribution of ground movements induced by tunneling in clay. *Soils and Foundations* 39 (3), 63–73.
- Hauquin T (2016) La rupture brutale des piliers conditionne-t-elle les effondrements miniers ? : approches énergétiques par modélisation numérique, thèse Université de Lorraine.
- Hawkes I, Mellor M (1970) Uniaxial testing in rock mechanics laboratories. *Engineering Geology* 4:179–285. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(70\)90034-7](https://doi.org/10.1016/0013-7952(70)90034-7)
- He MC, Gong WL, Zhai HM, Zhang HP (2010) Physical modeling of deep ground excavation in geologically horizontal strata based on infrared thermography. *Tunnelling and Underground Space Technology* 25:366–376. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2010.01.012>
- Head D, Vanorio T (2016) Effects of changes in rock microstructures on permeability: 3-D printing investigation: Permeability Of Printed Microstructures. *Geophys Res Lett* 43:7494–7502. <https://doi.org/10.1002/2016GL069334>
- Heuze FE (1979) Dilatant effects of rock joints. In: *Proceedings of the 4th ISRM Congress, Montreux*, p 169e75.
- Hewlett WJ, Randolph MF (1988) Analysis of piled embankment. *Ground Engineering*, vol.21, issue 3, pp.12-18.
- Hoang TTN (2010) Etude du comportement d'un milieu rocheux fracturé: Application à la réalisation du tunnel de St Béat. Thèse, Ecole des Ponts Paristech.
- Hoek E, Bray JW (1977) *Rock slope engineering*. 2nd ed., Institution of Minery and Metallurgy.
- Hoek E, Brown ET (1980) Empirical strength criterion for rock masses. *J. Geotech. Engng. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, Vol. 106, GT9, pp. 1013-1035.
- Hoek E, Brown ET (1997) Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 34(8):1165–86.
- Hoek E, Brown ET (2019) The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 11:445–463. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>

- Hoek E, Carranza-Torres CT, Corkum B (2002) Hoek–Brown failure criterion—2002 edition. In: Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium (NARMS-TAC), University of Toronto Press, Toronto, pp 267–273
- Hoek E, Diederichs MS (2006) Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 43:203–215. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>
- Hoek E, Kaiser PK, Bawden WF (1995) Support of underground excavation in hard rock. A.A. Balkema, Rotterdam; Brookfield.
- Hofland EC, Baran I, Wismeijer DA (2017) Correlation of Process Parameters with Mechanical Properties of Laser Sintered PA12 Parts. *Advances in Materials Science and Engineering* 2017:1–11. <https://doi.org/10.1155/2017/4953173>
- Homand F, Belem T, Souley M (2001) Friction and degradation of rock joint surfaces under shear loads. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 25:973–999. <https://doi.org/10.1002/nag.163>
- Hor B (2012) Evaluation et réduction des conséquences des mouvements de terrains sur le bâti: approches expérimentale et numérique. INSA de Lyon
- Huang F, Zhu H, Xu Q, et al (2013) The effect of weak interlayer on the failure pattern of rock mass around tunnel – Scaled model tests and numerical analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology* 35:207–218. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2012.06.014>
- Huang X, Haimson BC, Plesha ME, Qiu X (1993) An investigation of the mechanics of rock joints—Part I. Laboratory investigation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 30:257–269. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(93\)92729-A](https://doi.org/10.1016/0148-9062(93)92729-A)
- Huayang D, Xugang L, Jiyan L, et al (2010) Model study of deformation induced by fully mechanized caving below a thick loess layer. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 47:1027–1033. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2010.06.005>
- Hutson RW, Dowding CH (1990) Joint asperity degradation during cyclic shear. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 27 (2), pp. 109-119.
- Indraratna B, Oliveira DAF, Brown ET (2010) A shear-displacement criterion for soil-infilled rock discontinuities. *Géotechnique*; 60(8):623e33.
- Indraratna B, Premadasa W, Brown ET, et al (2014) Shear strength of rock joints influenced by compacted infill. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 70:296–307. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2014.04.019>
- Indraratna B, Thirukumaran S, Brown ET, Zhu S-P (2015) Modelling the Shear Behaviour of Rock Joints with Asperity Damage Under Constant Normal Stiffness. *Rock Mech Rock Eng* 48:179–195. <https://doi.org/10.1007/s00603-014-0556-2>
- Ishibashi T, Fang Y, Elsworth D, et al (2020) Hydromechanical properties of 3D printed fractures with controlled surface roughness: Insights into shear-permeability coupling processes.

- International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 128:104271.
<https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2020.104271>
- Ishutov S, Hasiuk FJ, Harding C, Gray JN (2015) 3D printing sandstone porosity models. Interpretation 3: SX49–SX61. <https://doi.org/10.1190/INT-2014-0266.1>
- ISRM (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 15, pp. 319- 368.
- Itasca Consulting Group, Inc. (UDEC version 6.0) - Manual Theory and Background.
- Jafari MK, Pellet F, Boulon M, Hosseini KA (2004) Experimental Study of Mechanical Behaviour of Rock Joints Under Cyclic Loading. Rock Mechanics and Rock Engineering 37:3–23. <https://doi.org/10.1007/s00603-003-0001-4>
- Jennings, J (1970) A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines. In Van Rensburg, P. (Eds.), Planning open pit mines: Proceedings of the Symposium on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines with Special Reference to Slope Stability, Johannesburg, Republic of South Africa, pp. 87–102.
- Jiang C, Zhao G-F (2015) A Preliminary Study of 3D Printing on Rock Mechanics. Rock Mechanics and Rock Engineering 48:1041–1050. <https://doi.org/10.1007/s00603-014-0612-y>
- Jiang C, Zhao G-F, Zhu J, et al (2016a) Investigation of Dynamic Crack Coalescence Using a Gypsum-Like 3D Printing Material. Rock Mechanics and Rock Engineering 49:3983–3998. <https://doi.org/10.1007/s00603-016-0967-3>
- Jiang Q, Feng X, Gong Y, et al (2016b) Reverse modelling of natural rock joints using 3D scanning and 3D printing. Computers and Geotechnics 73:210–220. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.11.020>
- Jiang Q, Feng X, Song L, et al (2016c) Modeling rock specimens through 3D printing: Tentative experiments and prospects. Acta Mechanica Sinica 32:101–111. <https://doi.org/10.1007/s10409-015-0524-4>
- Jing L, Hudson JA (2004) Fundamentals of the hydro-mechanical behaviour of rock fractures: roughness characterization and experimental aspects. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 41:383. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2003.12.044>
- Jing L, Nordlund E, Stephansson O (1992). An experimental study on the anisotropy and stress-dependency of the strength and deformability of rock joints. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 29 (6), pp. 535-542.
- Jing L, Stephansson O (2007) Discrete Fracture Network (DFN) Method. In: Developments in Geotechnical Engineering. Elsevier, pp 365–398
- Johnston IW, Lam TSK, Williams AF (1987) Constant normal stiffness direct shear testing for socketed pile design in weak rock. Géotechnique; 37(1):83e 9.

- Ju Y, Wang L, Xie H, et al (2017) Visualization and Transparentization of the Structure and Stress Field of Aggregated Geomaterials Through 3D Printing and Photoelastic Techniques. *Rock Mech Rock Eng* 50:1383–1407. <https://doi.org/10.1007/s00603-017-1171-9>
- Ju Y, Xie H, Zheng Z, et al (2014) Visualization of the complex structure and stress field inside rock by means of 3D printing technology. *Chinese Science Bulletin* 59:5354–5365. <https://doi.org/10.1007/s11434-014-0579-9>
- Kana DD, Fox DJ, Hsiung SM (1996) Interlock/friction model for dynamic shear response in natural jointed rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 33:371–386. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(95\)00073-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(95)00073-9)
- Kenzari S, Bonina D, Marie Dubois J, Fournée V (2014) Complex metallic alloys as new materials for additive manufacturing. *Science and Technology of Advanced Materials* 15:024802. <https://doi.org/10.1088/1468-6996/15/2/024802>
- Kerisel J (1972) Le langage des modèles. *Proc. 5e ECSMFE. Madrid*. 2, p. 9-30.
- Kim DH, Gratchev I, Balasubramaniam A (2013) Determination of joint roughness coefficient (JRC) for slope stability analysis: a case study from the Gold Coast area, Australia. *Landslides* 10:657–664. <https://doi.org/10.1007/s10346-013-0410-8>
- Kim SH (1996) Interaction between Closely Spaced Tunnels in Clay. Ph.D., Thesis, Oxford University, UK, pp. 242.
- Kondner RL (1963) Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1963, Vol. 89, Issue 1, Pg. 115-143.
- Krahn J, Morgenstern NR (1979) The ultimate frictional resistance of rock discontinuities. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 16:127–133. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(79\)91449-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(79)91449-9)
- Kulatilake P, He W, Um J, Wang H (1997) A physical model study of jointed rock mass strength under uniaxial compressive loading. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 34:165–e1.
- Kulatilake P, Park J, Malama B (2006) A new rock mass failure criterion for biaxial loading conditions. *Geotech Geol Eng* 24:871–888. <https://doi.org/10.1007/s10706-005-7465-9>
- Kulatilake P, Shou G, Huang TH, Morgan RM (1995) New peak shear strength criteria for anisotropic rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 32:673–697.
- Kulhawy FH (1975) Stresses and displacements around openings in homogeneous rock. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. Elsevier, pp 43–57.
- Kulhawy FH (1978) Geomechanical model for rock foundation settlement. *ASCE*, 104(GT2): 211-227.
- Kusui A, Villaescusa E, Funatsu T (2016) Mechanical behaviour of scaled-down unsupported tunnel walls in hard rock under high stress. *Tunnelling and Underground Space Technology* 60:30–40. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.07.012>

- Ladanyi B, Archambault G (1969) Simulation of the shear behaviour of a jointed rock mass, Vol. 7, pp. 105-125. In: Proceedings of the 11th U.S. Symposium on Rock Mechanics, Berkeley, AIME, New York.
- Lambert C, Coll C (2014) Discrete modeling of rock joints with a smooth-joint contact model. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 6:1–12. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2013.12.003>
- Lammens N, Kersemans M, De Baere I, Van Paepegem W (2017) On the visco-elasto-plastic response of additively manufactured polyamide-12 (PA-12) through selective laser sintering. *Polymer Testing* 57:149–155. <https://doi.org/10.1016/j.polymertesting.2016.11.032>
- Lee HS, Park YJ, Cho TF, You KH (2001) Influence of asperity degradation on the mechanical behavior of rough rock joints under cyclic shear loading. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 38:967–980. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(01\)00060-0](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(01)00060-0)
- Lee Y-H, Carr JR, Barr DJ, Haas CJ (1990) The fractal dimension as a measure of the roughness of rock discontinuity profiles. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 27:453–464. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(90\)90998-H](https://doi.org/10.1016/0148-9062(90)90998-H)
- Lee Y-J, Bassett RH (2007) Influence zones for 2D pile–soil–tunnelling interaction based on model test and numerical analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology* 22:325–342. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2006.07.001>
- Lei M, Peng L, Shi C (2015) Model test to investigate the failure mechanisms and lining stress characteristics of shallow buried tunnels under unsymmetrical loading. *Tunnelling and Underground Space Technology* 46:64–75. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2014.11.003>
- Leichnitz W (1985) Mechanical properties of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 22 (5), pp. 313-321.
- Levy C (2006) Etude instrumentale et numérique de la réponse dynamique d’une écaïlle calcaire potentiellement instable. Thèse, Université de Grenoble.
- Li SC, Wang Q, Wang HT, et al (2015) Model test study on surrounding rock deformation and failure mechanisms of deep roadways with thick top coal. *Tunnelling and Underground Space Technology* 47:52–63. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2014.12.013>
- Li Y, Huang R (2015) Relationship between joint roughness coefficient and fractal dimension of rock fracture surfaces. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 75:15–22. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.01.007>
- Li Y, Zhang Y (2015) Quantitative estimation of joint roughness coefficient using statistical parameters. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 77:27–35. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.03.016>
- Li Z, Liu H, Dai R, Su X (2005) Application of numerical analysis principles and key technology for high fidelity simulation to 3-D physical model tests for underground caverns. *Tunnelling and Underground Space Technology* 20:390–399. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.01.004>

- Lin P, Liu H, Zhou W (2015) Experimental study on failure behaviour of deep tunnels under high in-situ stresses. *Tunnelling and Underground Space Technology* 46:28–45. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2014.10.009>
- Liu P, Ju Y, Ranjith PG, et al (2016) Visual representation and characterization of three-dimensional hydrofracturing cracks within heterogeneous rock through 3D printing and transparent models. *Int J Coal Sci Technol* 3:284–294. <https://doi.org/10.1007/s40789-016-0145-y>
- Long JCS, Billau DM (1987) From field data to fracture network modeling: An example incorporating spatial structure. *Water Resour Res* 23:1201–1216. <https://doi.org/10.1029/WR023i007p01201>
- Long JCS, Remer JS, Wilson CR, Witherspoon PA (1982) Porous media equivalents for networks of discontinuous fractures. *Water Resour Res* 18:645–658. <https://doi.org/10.1029/WR018i003p00645>
- Maerz NH, Franklin JA, Bennett CP (1990). Joint roughness measurement using shadow profilometry. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 27 (5), pp. 329-343.
- Maillot J, Davy P, de Dreuzy JR, Le Goc R, Darcel C, Stigsson M (2014) Comparison between "Poissonian" and "mechanically-oriented" DFN models for the prediction of permeability and flow channeling. *International Discrete Fracture Network Engineering Conference*, Vancouver Canada.
- Maillot J, Davy P, Le Goc R, et al (2016) Connectivity, permeability, and channeling in randomly distributed and kinematically defined discrete fracture network models: permeability of discrete fracture network. *Water Resources Research* 52:8526–8545. <https://doi.org/10.1002/2016WR018973>
- Mandel J (1962) Essais sur modèle réduits en mécanique des terrain - Etude des conditions de similitude, *Revue d'industrie minière* 9 : 611-620
- Mandelbrot B (1967) How Long Is the Coast of Britain? Statistical Self-Similarity and Fractional Dimension. *Science, New Series* 156:636–638
- Mandelbrot B (1982) *The fractal geometry of nature*. W. H. Freeman and Co, San Francisco.
- Marinos P, Hoek E (2000) GSI : A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *Internatioanl Conference on Geotechnical & geological Engineering*, Technomic Publishing Co. Inc., Melborne, Australia.
- Martin CD, Christiansson R (2009) Estimating the potential for spalling around a deep nuclear waste repository in crystalline rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*;46(2):219e28.
- Maybee WG (2000) *Pillar Design in Hard Brittle Rocks (Master of Applied Science)*. Laurentian University, Sudbury.

- Mestat P (1993) Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Collection « Etudes et recherche des laboratoires des Ponts et Chaussées », série Géotechnique, ISSN 1157 – 3910.
- Min K-B, Jing L (2003) Numerical determination of the equivalent elastic compliance tensor for fractured rock masses using the distinct element method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 40:795–816. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00038-8](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00038-8)
- Muralha J, Grasselli G, Tatone B, et al (2014) ISRM Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength of Rock Joints: Revised Version. *Rock Mech Rock Eng* 47:291–302. <https://doi.org/10.1007/s00603-013-0519-z>
- Nakai T, Xu L, Yamazaki H (1997) 3D and 2D Model Tests and Numerical Analyses of Settlements and Earth Pressures Due to Tunnel Excavation. *Soils and Foundations* 37:31–42. https://doi.org/10.3208/sandf.37.3_31
- Odling NE (1997) Scaling and connectivity of joint systems in sandstones from western Norway. *Journal of Structural Geology* 19:1257–1271. [https://doi.org/10.1016/S0191-8141\(97\)00041-2](https://doi.org/10.1016/S0191-8141(97)00041-2)
- Olsson R, Barton N (2001) An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 38:317–329
- Osinga S, Zambrano-Narvaez G, Chalaturnyk R (2015) Study of geomechanical properties of 3D printed sandstone analogue. In: 49th U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium (ARMA-2015-547), San Francisco, CA.
- Pal S, Kaynia AM, Bhasin RK, Paul DK (2012) Earthquake Stability Analysis of Rock Slopes: a Case Study. *Rock Mech Rock Eng* 45:205–215. <https://doi.org/10.1007/s00603-011-0145-6>
- Panet M (1976) *La Mécanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil*, 226 p. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Park SH, Adachi T, Kimura M, Kishida K (1999) Trap door test using aluminum blocks, In: *Proceedings of the 29th Symposium of Rock Mechanics*. J.S.C.E., pp. 106–111.
- Park Y-J, de Dreuzy J-R, Lee K-K, Berkowitz B (2001) Transport and intersection mixing in random fracture networks with power law length distributions. *Water Resour Res* 37:2493–2501. <https://doi.org/10.1029/2000WR000131>
- Parsons GC, Reddish DJ (1993) Rock failure and deformation development around mining tunnels with reference to seam inclination. *Assessment and Prevention of Failure Phenomena in Rock Engineering*, Rotterdam.
- Patton FD (1966) Multiple modes of shear failure in rock, Vol. 1, pp. 509-513. In: *Proceedings 1st Congress of International Society of Rock Mechanics*, Lisbon.
- Piede L (1986) Model test study on double lining of tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology* 1:53–58

- Plesha ME (1987) Constitutive models for rock discontinuities with dilatancy and surface degradation. *Int J Numer Anal Methods Geomech* 11:345–362. <https://doi.org/10.1002/nag.1610110404>
- Poisson SD (1837) *Recherches Sur la Probabilité des Jugements en Matière Criminelle et en Matière Civile*, Bachelier, Paris.
- Pouya A, Ghoreychi M (2001) Determination of rock mass strength properties by homogenization. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 25:1285–1303
- Pouya A, Nguyen MT, Tang AM (2017) Un critère hyperbolique simple de résistance des roches. *Rev Fr Geotech* 3. <https://doi.org/10.1051/geotech/2017008>
- Primkulov B, Chalaturnyk J, Chalaturnyk R, Zambrano Narvaez G (2017) 3D Printed Sandstone Strength: Curing of Furfuryl Alcohol Resin-Based Sandstones. *3D Printing and Additive Manufacturing* 4:149–156. <https://doi.org/10.1089/3dp.2017.0032>
- Prudencio M, Van Sint Jan M (2007) Strength and failure modes of rock mass models with non-persistent joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 44:890–902. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2007.01.005>
- Qin SQ, Zhang ZY, Wang ST, Huang RQ(1993) Fractal features of jointed rock masses and engineering geological significance. *J Eng Geol*; 1(2):14–23.
- Rachez X (1997) *Les fondations au rocher de grands viaducs: l'apport de la méthode des éléments distincts*. PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Randolph MF, House AR (2001) The Complementary Roles of Physical and Computational modelling. *IJPMG International Journal of physical modelling in geotechnics* 1 : 01-08.
- Ramamurthy T, Arora VK (1994) Strength predictions for jointed rocks in confined and unconfined states. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 31:9–22. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)92311-6](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)92311-6)
- Reik G, Zacas M (1978) Strength and deformation characteristics of jointed media in true triaxial compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 15(6):295–303
- Ren W, Guo C, Peng Z, Wang Y (2010) Model experimental research on deformation and subsidence characteristics of ground and wall rock due to mining under thick overlying terrane. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 47:614–624. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2009.12.012>
- Ritter S, DeJong MJ, Giardina G, Mair RJ (2018) 3D printing of masonry structures for centrifuge modelling. In: *9th Int. Conf. Phys. Modelling Geotechnics*. London: 449–454.
- Rowe PW, Barden L, Lee IK (1964) Energy components during the triaxial cell and direct shear test. *Géotchnique*, Vol. 14, pp. 242-261.
- Saeb S, Amadei B (1992) Modelling rock joints under shear and normal loading. In: *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*. Elsevier, pp 267–278

- Salamon MDG, Ozbay MU, Madden BJ (1998) Life and design of bord-and-pillar workings affected by pillar scaling. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 98(3), 135–145.
- Saleh N, Mansour S, Hague RJ (2002) Investigation into the Mechanical Properties of Rapid Manufacturing Materials. *Proceedings of the Solid Freeform Fabrication Symposium*, University of Texas in Austin, Texas, USA.
- Seidel JP, Haberfield CM (2002) A theoretical model for rock joints subjected to constant normal stiffness direct shear. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*; 39(5):539e53.
- Serratrice JF, Durville JL (1997) Description des roches et des massifs rocheux Exploitation de deux bases de données. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, réf 4151. pp 73-78.
- Sharafisafa M, Shen L, Xu Q (2018) Characterisation of mechanical behaviour of 3D printed rock-like material with digital image correlation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 112:122–138. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2018.10.012>
- Shiau J (2016) Introducing advanced topics in geotechnical engineering teaching – tunnel modelling. *geomate*. <https://doi.org/10.21660/2016.19.150625>
- Song L, Jiang Q, Shi Y-E, et al (2018) Feasibility Investigation of 3D Printing Technology for Geotechnical Physical Models: Study of Tunnels. *Rock Mech Rock Eng* 51:2617–2637. <https://doi.org/10.1007/s00603-018-1504-3>
- Stathas D, Xu L, Wang JP, Ling HI, Li L (2018) Concave segmental retaining walls. In: 9th Int. Conf. Phys.Modelling Geotechnics. London
- Stigsson M, Mas Ivars D (2019) A Novel Conceptual Approach to Objectively Determine JRC Using Fractal Dimension and Asperity Distribution of Mapped Fracture Traces. *Rock Mech Rock Eng* 52:1041–1054. <https://doi.org/10.1007/s00603-018-1651-6>
- Stimpson B (1970) Modelling materials for engineering rock mechanics. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. Elsevier, pp 77–121
- Stone KJL, Taylor RN (2002) Modelling of fractured rock masses. *International Conf. on Physical Modelling in Geomechanics*, St. John's, NF, Canada July 10-12, Balkema, Rotterdam.
- Sturzenegger M, Stead D (2012) The Palliser Rockslide, Canadian Rocky Mountains: Characterization and modeling of a stepped failure surface. *Geomorphology* 138:145–161. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2011.09.001>
- Sui W, Hang Y, Ma L, et al (2015) Interactions of overburden failure zones due to multiple-seam mining using longwall caving. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 74:1019–1035. <https://doi.org/10.1007/s10064-014-0674-9>
- Sun T, Yue Z, Gao B, et al (2011) Model test study on the dynamic response of the portal section of two parallel tunnels in a seismically active area. *Tunnelling and Underground Space Technology* 26:391–397. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2010.11.010>

- Sun Z, Gerrard C, Stephansson O (1985) Rock joint compliance tests for compression and shear loads. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 22:197–213. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(85\)92948-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(85)92948-1)
- Suzuki A, Li K, Horne RN (2017) Potential Utilizations of 3D Printed Fracture Network Model. *Proceedings, 42st Workshop on Geothermal Reservoir Engineering, Stanford University, Stanford, CA.*
- Suzuki A, Sawasdee S, Makita H, Hashida T, Li K, Horne, RN (2016) Characterization of 3D printed fracture networks. 17- *Proceedings, 41st Workshop on Geothermal Reservoir Engineering, Stanford University, Stanford, CA.*
- Tatone BSA, Grasselli G (2009) A method to evaluate the three-dimensional roughness of fracture surfaces in brittle geomaterials. *Review of Scientific Instruments* 80:125110. <https://doi.org/10.1063/1.3266964>
- Tatone BSA, Grasselli G (2010) A new 2D discontinuity roughness parameter and its correlation with JRC. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 47:1391–1400. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2010.06.006>
- Terzaghi K (1936) Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door. In: *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics, vol. 1. Harvard University Press, Cambridge, MA, pp. 307–311.*
- Thirukumaran S, Indraratna B (2016) A review of shear strength models for rock joints subjected to constant normal stiffness. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 8:405–414. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.10.006>
- Thom CA, Brodsky EE, Carpick RW, et al (2017) Nanoscale Roughness of Natural Fault Surfaces Controlled by Scale-Dependent Yield Strength: Nanoscale Fault Roughness and Strength. *Geophys Res Lett* 44:9299–9307. <https://doi.org/10.1002/2017GL074663>
- Tiwari RP, Rao KS (2006) Post failure behaviour of a rock mass under the influence of triaxial and true triaxial confinement. *Engineering Geology* 84:112–129. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.01.001>
- Tontowi AE, Childs THC (2001) Density prediction of crystalline polymer sintered parts at various powder bed temperatures. *Rapid Prototyping Journal* 7:180–184. <https://doi.org/10.1108/13552540110395637>
- Tsukrov I, Kachanov B (2000) Effective moduli of an anisotropic material with elliptical holes of arbitrary orientational distribution. *International Journal of Solid and Structures* 37, 5919–5941
- Turcotte DL (1992) *Fractals and chaos in geology and geophysics.* Cambridge: Cambridge University Press.
- Unlu T, Reddish DJ (1994) Multiple entry pillar stability assessment using the limit equilibrium method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Vol. 31 N)5, pp. 429-438.*

- Van der Merwe, J. N. (2003). Predicting coal pillar life in South Africa. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 103(5), 293–301.
- Van der Merwe JN, Mathey M (2013) Update of coal pillar database for South African coal mining. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, vol.113, n.11.
- Van Sint Jan ML (1990) Shear tests of model rock joints under stiff normal loading. In: *Rock Joints*, Loen, Norway Balkema, Rotterdam.
- Vardoulakis I, Graf B, Gudehus G (1981) Trap-door problem with dry sand: a statical approach based upon model test kinematics. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 5, 57–78.
- Wagner H (1974) Determination of the complete load-deformation characteristics of coal pillars. In *Proceedings of the 3rd International Congress on Rock Mechanics*. National Academy of Sciences (Vol. 2, pp. 1076–1081).
- Wagner H (1980) Pillar design in coal mines. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 80, 37–45.
- Wang L, Ju Y, Xie H, et al (2017) The mechanical and photoelastic properties of 3D printable stress-visualized materials. *Sci Rep* 7:10918. <https://doi.org/10.1038/s41598-017-11433-4>
- Wassermann J, Senfaute G, Amitrano D, Homand F (2009) Evidence of dilatant and non-dilatant damage processes in oolitic iron ore: P -wave velocity and acoustic emission analyses. *Geophysical Journal International* 177:1343–1356. <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.2008.04017.x>
- Wei J, Men Y, Sun S, et al (2018) Experimental Study on 3D Roughness and Shear Failure Mechanism of Rock Mass Discontinuity. *Advances in Civil Engineering* 2018:1–20. <https://doi.org/10.1155/2018/7358205>
- Weishen Z, Yong L, Shucai L, et al (2011) Quasi-three-dimensional physical model tests on a cavern complex under high in-situ stresses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 48:199–209. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2010.11.008>
- Weissbach G (1978) A new method for the determination of the roughness of rock joints in the laboratory. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 15:131–133. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)90007-4](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)90007-4)
- Whittaker BN, Gaskell P, Reddish DJ (1990) Subsurface ground strain and fracture development associated with longwall mining. *Mining Science and Technology* 10:71–80
- Wohlers Associates (2019) Wohlers report 2019: 3D printing and additive manufacturing state of the industry
- Wohlers TT, Wohlers Associates (2013) Wohlers report 2013: additive manufacturing and 3D printing state of the industry : annual worldwide progress report.

- Wu BR, Lee CJ (2003) Ground movements and collapse mechanisms induced by tunneling in clayey soil. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* 3:15–29. <https://doi.org/10.1680/ijpmg.2003.030402>
- Xia C-C, Tang Z-C, Xiao W-M, Song Y-L (2014) New peak shear strength criterion of rock joints based on quantified surface description. *Rock Mech Rock Eng* 47:387–400. <https://doi.org/10.1007/s00603-013-0395-6>
- Xie GX, Chang JC, Yang K (2009) Investigations into stress shell characteristics of surrounding rock in fully mechanized top-coal caving face. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 46:172–181. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.09.006>
- Xie H (1993) *Fractals in rock mechanics*. Rotterdam : Balkema.
- Xie HP, Pariseau WG (1994) Fractal estimation of rock joint roughness coefficient. *Sci China* ; 24(5):524–30.
- Xu H, Li T, Xia L, et al (2016) Shaking table tests on seismic measures of a model mountain tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology* 60:197–209. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.09.004>
- Yang J, Rong G, Hou D, et al (2016) Experimental Study on Peak Shear Strength Criterion for Rock Joints. *Rock Mech Rock Eng* 49:821–835. <https://doi.org/10.1007/s00603-015-0791-1>
- Ying-ke L, Fu-bao Z, Lang L, et al (2011) An experimental and numerical investigation on the deformation of overlying coal seams above double-seam extraction for controlling coal mine methane emissions. *International Journal of Coal Geology* 87:139–149. <https://doi.org/10.1016/j.coal.2011.06.003>
- Young CM (1917) Percentage of extractions of bituminous coal with special reference to Illinois conditions. *Publications of the Engineering Experiment Station Bulletin No. 100*, University of Illinois.
- Yoshinaka R, Yamabe T (1986) Joint stiffness and deformation behavior of discontinuous rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 23, No(1), pp. 19- 28.
- Zarringhalam H, Hopkinson N, Kamperman NF, de Vlioger JJ (2006) Effects of processing on microstructure and properties of SLS Nylon 12. *Materials Science and Engineering: A* 435–436:172–180. <https://doi.org/10.1016/j.msea.2006.07.084>
- Zhang Q-Y, Zhang Y, Duan K, et al (2019) Large-scale geo-mechanical model tests for the stability assessment of deep underground complex under true-triaxial stress. *Tunnelling and Underground Space Technology* 83:577–591. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.10.011>
- Zhao J (1997) Joint surface matching and shear strength part A: joint matching coefficient (JMC). *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 34:173–178. [https://doi.org/10.1016/S0148-9062\(96\)00062-9](https://doi.org/10.1016/S0148-9062(96)00062-9)

Zhou T, Zhu JB (2018) Identification of a Suitable 3D Printing Material for Mimicking Brittle and Hard Rocks and Its Brittleness Enhancements. *Rock Mech Rock Eng* 51:765–777. <https://doi.org/10.1007/s00603-017-1335-7>

Zhou T, Zhu JB, Ju Y, Xie HP (2019) Volumetric fracturing behavior of 3D printed artificial rocks containing single and double 3D internal flaws under static uniaxial compression. *Engineering Fracture Mechanics* 205:190–204. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2018.11.030>

Zhu JB, Zhou T, Liao ZY, et al (2018) Replication of internal defects and investigation of mechanical and fracture behaviour of rock using 3D printing and 3D numerical methods in combination with X-ray computerized tomography. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 106:198–212. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2018.04.022>

Sites Internet (par ordre d'apparition):

<https://www.georisques.gouv.fr/les-phenomenes-associes>

<https://www.cfmr-roches.org/sites/default/files/manifestations/2017-8-CFMR-Jubile-Renault.pdf>

https://educnet.enpc.fr/pluginfile.php/9404/mod_resource/content/2/ENPC_COTUN_M_ca_roche_partie1_4_2017_10_19.pdf

<https://cirtes.com/stratoconception/>

Annexe A

Cette annexe est en rapport avec le chapitre 1 (étude bibliographique). Elle présente les paramètres de classification des massif rocheux utilisés dans le critère de Hoek-Brown.

Tableau A - 11 : Geological strength index GSI












<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10
		← DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES				

Tableau A - 12 : Guide pour estimer la valeur du paramètre D utilisé dans le critère de Hoek-Brown (tiré de Hoek et Brown 2019).

Guidelines for estimating disturbance factor D due to stress relaxation and blasting damage.

The disturbance factor D should never be applied to the entire rock mass surrounding an excavation		
Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality-controlled blasting or excavation by a road-header or tunnel boring machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel. The blasting design for this tunnel is discussed in http://www.rocksience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Chapter-16-Blasting-Damage-in-Rock.pdf	$D = 0$
	Mechanical or manual excavation in poor quality rock masses gives minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ with no invert
	Poor control of drilling alignment, charge design and detonation sequencing results in very poor blasting in a hard rock tunnel with severe damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 1.0$ at surface with a linear decrease to $D = 0$ at ± 2 m into the surrounding rock mass
	Small-scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage when controlled blasting is used, as shown on the left-hand side of the photograph. Uncontrolled production blasting can result in significant damage to the rock face.	$D = 0.5$ for controlled presplit or smooth wall blasting with $D = 1.0$ for production blasting
	In some weak rock masses, excavation can be carried out by ripping and dozing. Damage to the slopes is due primarily to stress relief. Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and stress relief from overburden removal.	$D = 0.7$ for mechanical excavation effects of stress reduction damage $D = 1.0$ for production blasting A transitional D relationship incorporating the effects of stress relaxation can be derived from the disturbance rating*

Annexe B

Cette annexe est en lien avec le premier chapitre. Elle est constituée d'un tableau synthétique de quelques modèles physiques classiques utilisés en modélisation des ouvrages souterrains.

Référence	Type d'ouvrage	But du modèle	Technique de mesure	Dimensions du dispositif (L x h x e) m ³	Mode d'excavation	Matériaux du modèle	Matériaux du prototype	Règles de similitudes
G. Everling, 1963	Tunnels	Relation entre les dimensions de l'excavation et le soutènement correspondant	Caméra et lignes de référence	2 x 2 x 0,4	Technique du test « rig »	Ciment Portland + quartz (poudre) + ciment alumineux	- Charbon - Schiste argileux - Grès	L* = 1/10 σ* = 1/10
Piede, 1986	Tunnels ferroviaires	Stabilité des tunnels munis un double revêtement	Jauges de déformations	1,41 x 1,06 x ?		Sable: poudre blanche: talc: gypse = - 1 : 1,3 : 2,5 : 0,2 (roche) - 1 : 1,15 : 2,5 : 0,35 (1 ^{er} revêtement) Gypse : talc = 1 : 1,2 (2 ^{ème} revêtement)	Roche	L* = 1/35 σ* = 1/35
Whittaker <i>et al.</i> , 1990	Mines en longue taille	Étude de l'affaissement du sol et la propagation des fractures suite à une excavation souterraine	Points de référence sur la grille puis traitement des déformations par un logiciel		Retrait de blocs fins	Sable et plâtre (couches de 10mm séparées par une couche de « sciure » pour simuler un plan de faiblesse)	- Mudstone - Siltite, - Grès	L* = 1/156,25 σ* = 1/214
Parsons et Reddish, 1993	Tunnels	Étude de la stabilité d'un tunnel traversé par une couche de charbon inclinée	Grille de référence sur le modèle	0,1 x 0,05 (pour le tunnel) Modèle total?	Technique du test « rig »	Sable : plâtre : eau = (a) 587,5 : 162,5 : 250 (b) 525 : 225 : 250 (c) 425 : 325 : 250	(a) Charbon (b) Mudstone (c) Grès	L* = 1/40
Esaki <i>et al.</i> , 1993	Tunnels	Explication de la technique de table frottante (basic friction method) et application sur une excavation souterraine	Camera et traitement d'images	0,5 x 0,5 x 0,1	Méthode « basic friction »	Platre: chaux:sable:eau = 1 : 3 : 12 : 61 sous forme de plaques	Roche	L* = 1/100 σ* = 1/0,33
Unlu et Reddish, 1994	Mines en chambres et piliers	Stabilité des piliers	Points de références marqués			Sable + platre + eau	Charbon	L* = 1/65 σ* = 1/108

Li <i>et al.</i> , 2005	Cavernes des stations hydrauliques souterraines	Combinaison du modèle numérique avec le modèle physique/ Problématique de reproduction de l'état de contraintes in-situ	-Extensomètres à Mini-multi-point -Jauges de déformation -Système de mesure acoustique -Fibre optique	6,2 x 4,7 x 1,2	Micro TBM		Roche	
Xie <i>et al.</i> , 2009	Mines souterraines	Etude de la redistribution de contraintes et de la stabilité d'une zone excavée soumise à des contraintes élevées	-BX120-50AA (jauges de déformations à 6 niveaux) -système d'acquisition 7v14	4,2 x 2 x 0,25		Sable fin+ gypse + chaux + loess	- Mudstone - Charbon - Packsand - Siltite - Mudstone sableux	$L^* = 1/100$; $\sigma^* = 1/167$; $\rho^* = 1/1,67$
Huayang <i>et al.</i> , 2010	Mines souterraines	Etude de l'affaissement suite aux excavations	5 lignes d'observations horizontales 42pt/line	4,2 x 1,8 x 0,25		Agrégat + chaux + gypse	- Grès - Mudstone - Charbon - Siltite	$L^* = 1/200$; $\sigma^* = 0,0032$; $\rho^* = 0.64$ $t^*=0,071$ temps
Aydan <i>et al.</i> , 2010	Excavations dans un massif rocheux	Stabilité des excavations (tunnels-mines) sous chargement sismique	Capteurs lasers de déplacement			BaSO4 + ZnO + vaseline (modèle discontinu) Calcaire en poudre (modèle continu)		Modèles qualitatifs
Ren <i>et al.</i> , 2010	Mine "no-pillar sub level caving"	Etude de stabilité d'une excavation par la méthode « no-pillar sublevel caving »	- Jauges de déplacement - Photogrammétrie		Le massif est excavé selon une séquence bien définie	Poudre de barytine : poudre de fer : eau = 10:20:1.5 Poudre de barytine : poudre de fer : eau : glycerol = 30 : 15 : 1 : 1 Poudre de fer : eau : glycerol = 30:1:1.5 la faille est modélisée par du papier à dessin	Minerais et roche	$L^* = 1/400$; $\sigma^* = 1/400$; $\rho^* = 1/1$
Fuenkajorn et Phuenakphum, 2010	Excavation souterraine dans un milieu discontinu	Effet de profondeur et portée de l'excavation, ainsi que de la taille et direction des blocs retirés sur la stabilité des excavations sous chargement statique et cyclique.		2,2 x 2 x ?	Retrait des blocs	Des blocs de grès		

He et al., 2010	Tunnel excavation souterraine et	Étude de la zone d'endommagement et de la propagation des fissures suite à l'excavation dans un massif stratifié	- IR thermographie - Traitement des images	1,6 x 1,6 x 0,4	L'excavation est réalisée à l'aide d'un marteau	Gypse : eau = (a) 0,8 : 1 (b) 1 : 1 (c) 1,2 : 1	(a) Grès (b) Mudstone (c) Charbon	$L^* = 1/10$; $\sigma^* = 1/8$; $\rho^* = 1/0,8$
Weishen et al., 2011	Cavernes d'une station hydroélectrique	Étude de stabilité des cavernes sous un état de contraintes élevé	-Extensomètres et fibre optique - Caméra vidéo munie d'un système de mesure de convergence	2 x 2,5 x 0,5	Outils de forages à têtes pointues, une séquence de 10 étapes.	Fer + barytine + quartz (poudre) + solution d'alcool et colophane	Granite	$L^* = 1/200$; $\sigma^* = 1/200$; $\rho^* = 1/1$
Ynig-ke et al., 2011	Mines souterraines	Étude de la déformation suite aux excavations	- 22 capteurs de déplacement - 4 lignes de références	2,5 x 1,6 x 0,2		Plâtre + gravier + carbonate de calcium + suie ; Les couches sont séparées par une couche mince de mica	- Charbon - Siltite - Calcaire	$L^* = 1/150$; $\sigma^* = 1/225$; $\rho^* = 1/1,5$
Sun et al., 2011	Tunnels	Réponse sismique de deux tunnels parallèles	-Vidéo à grande vitesse -Jauges de déformation -Transducteur d'accélération -DDS32 système d'acquisition	2,5 x 2,5 x 2	Le modèle est pré-excavé			$L^* = 1/30$; $\sigma^* = 1/45$; $\rho^* = 1/1,5$ $f^* = 1/0,1825$
Huang et al., 2013	Tunnels	Effet de la présence d'une interface à faible résistance au niveau d'une excavation sur la stabilité de ce tunnel	-Capteurs de contraintes -Lignes de repères et couche de sable coloré -Caméra digitale	1,6 x 1,3 x 0,4	Un coffrage est placé dans le modèle, puis démonté après construction du modèle pour simuler l'excavation	a) Barytine + sable + plâtre + eau + détergent = 12 : 4 : 2 : 0,92 : 0,35 b) craie française (20mm)	a) Roche b) couche à faible résistance	$L^* = 1/50$; $\sigma^* = 1/50$; $\rho^* = 1/1$ $E^* = 1/50$
Li et al., 2015	Tunnels	Etude de la déformation d'un tunnel (avec soutènement) en présence d'une couche de charbon	-Fibre optique FBG -Photogramétrie digitale -extensomètres	2,4 x 2,4 x 0,5	forage artificiel en 5 étapes, un soutènement est placé suite à chaque étape	a) fer + barytine + sable + matériaux cimentés b) Sable silica + gypse + eau	a) Pack sand - siltite b) charbon	$L^* = 1/15$; $\sigma^* = 1/22,5$; $\rho^* = 1/1,5$

Ghabraie, <i>et al.</i> , 2015(a-b)	Mines chambres et piliers	Etude de l'affaissement en surface et des déformations au niveau des excavations	1- Photogrammétrie 2-corrélation d'images 3-transducteur optic (sans contact) de déplacement (optoNCDT) 4- scanner laser 3D terrestre (TLS)	2 x 0,52 x 0,15	blocs de bois amovibles	Sable + plâtre couche fine de sciure pour séparer les couches		$L^* = 1/226$; $\sigma^* = 1/319,5$; $\rho^* = 1/1,41$
Lin <i>et al.</i> , 2015	Tunnels	Etude du comportement à la rupture des tunnels profonds.	-Capteurs de déplacement et déformation -Jauges de déformations radiales -système d'émission acoustique ESG Canada (nano30 AE sensors)	4,5 x 3 x 1		- Poudre de barytine + sable+ eau, - Sol d'expansion	- Marbre - Calcaire - Grès ardoise	$L^* = 1/50$; $\sigma^* = 1/400$; $\rho^* = 1/8$
Lei <i>et al.</i> , 2015	Tunnels	Etude de la Stabilité des tunnels et des revêtements sous chargement non-symétrique.	Jauges de contraintes sur le tunnel	3,5 x 3 x 2	-Le revêtement est préparé à l'aide d'un moule -Le tunnel est rempli de blocs rocheux qui sont excavés selon un ordre prédéfini.	Argile : sable : slag (laitier-métallurgie) 1 : 1 : 12 Gypse : eau = 1 : 0,75 pour le revêtement	Roche	$L^* = 1/20$; $\sigma^* = 1/40$; $\rho^* = 1/2$
Fang <i>et al.</i> , 2016	Tunnels	L'effet d'excavation d'un tunnel sous une petite couche de charbon en présence d'une zone préalablement creusée	-Capteurs de déplacement (0,01mm) - Capteurs de contraintes - Jauges de déformation	5,5 x 3 x 0,8	Le sol est excavé par les mains, ensuite les soutènements et les couches de revêtements sont placés.	- Barytine : "river sand" : sable quartz : "coal fly ash" : huile visqueux : colophane = 1 : 0,667 : 0,667 : 1,61 : 0,5 : 0,053 - La zone creusée : sable + plâtre + eau - Revêtement : plâtre	- Grès - Siltstone - Mudstone	$L^* = 1/20$; $\sigma^* = 1/20$; $\rho^* = 1/1$

Xu <i>et al.</i> , 2016	Tunnels	Étude de l'effet des séismes sur les tunnels – tests à table vibrante	<ul style="list-style-type: none"> - Capteur d'accélération sismiques DH301 - Capteurs de pression DYB-1 - Jauges de déformation SZ120-10AA 	2 x 2,45 x 2,75	le tunnel est construit à l'aide d'un coffrage	<ul style="list-style-type: none"> - Tiges en acier pour l'ancrage - Béton pour le revêtement a) Barytine : oxyde de Zinc : sable Quartz : Gypse : Glycerin : eau = 67 : 10 : 20 : 2,6 : 3,5 : 20 b) Barytine : sable Quartz : Gypse : Latex : glycérine : eau = 73 : 12 : 14 : 3,3 : 1 : 20 	<ul style="list-style-type: none"> a) Calcaire cristallin fortement altéré grade 5 b) Calcaire altéré 	<ul style="list-style-type: none"> L* = 1/40 ; ρ^* = 1/0,85 ; E*=1/35
Kusui <i>et al.</i> , 2016	Tunnels	Stabilité des tunnels sans soutènement	<ul style="list-style-type: none"> - Capteurs d'émission acoustique - Caméra digitale (high speed Canon EOS 650D video camera) 			Blocs de roche intact 40 x 40 x 20 cm (calcaire tendre et dur + granite)	Calcaire tendre et dur + granite	
Zhang <i>et al.</i> , 2019	Réseau de tunnels souterrains	Étude de stabilité du réseau d'excavation souterrain sous compression tri-axiale	<ul style="list-style-type: none"> - Capteurs de déplacement - Caméra haute précision 	2,5 x 2,5 x 2	Machine d'excavation développée	Fer - barytine - silice	Granite	<ul style="list-style-type: none"> L* = 1/50 ; ρ^* = 1 ; E*=1/50

Annexe C

Cette annexe est en lien avec le deuxième chapitre, partie A. Elle est constituée par les résultats non présentés dans le chapitre 2.

Tableau C - 1 : Tableau récapitulatif des essais de cisaillement réalisés sur des géométries simplifiées.

N°	Éprouvettes	N_{rb}	Géométrie	θ [°]	$\sigma_n(\text{pic})$ [MPa]	K_s [MPa/mm]	τ_{peak} [MPa]	τ_{res} [MPa]
1	12rb-a	12	Planar	0	0,4	1,6	0,28	0,19
2	12rb-b	12	Planar	0	0,8	4,2	0,51	0,43
3	12rb-c	12	Planar	0	1	1	0,69	0,435
4	12rb-d	12	Planar	0	1,2	3,5	0,66	0,46
5	12rb-e	12	Planar	0	0,8	1,6	0,503	0,4
6	12rb-f	12	Planar	0	1	1,2	0,674	0,54
7	12rb-g	12	Planar	0	1,2	1,1	0,841	0,7
8	12rb-h	12	Planar	0	0,8	0,55	0,63	0,16
9	25rb-a	25	Planar	0	0,4	1,9	0,36	0,17
10	25rb-b	25	Planar	0	0,8	1,2	0,57	0,424
11	25rb-c	25	Planar	0	1	1,1	0,84	0,43
12	25rb-d	25	Planar	0	1,2	0,7	0,92	0,47
13	25rb-e	25	Planar	0	0,8	3	0,786	0,42
14	25rb-f	25	Planar	0	1	1	0,85	0,52
15	25rb-g	25	Planar	0	0,8	1,7	0,885	0,72
16	25rb-h	25	Planar	0	0,8	1,4	1,029	0,16
17	81rb-a	81	Planar	0	0,4	1,4	1,48	0,16
18	81rb-b	81	Planar	0	0,8	1	1,49	0,28
19	81rb-c	81	Planar	0	0,4	2,2	1,086	0,15
20	81rb-d	81	Planar	0	0,8	2,5	1,269	0,4
21	81rb-e	81	Planar	0	0,8	0,5	1,072	0,27
22	25rb 45° <	25	Planar	0	0,4	5	0,57	0,19
23	25rb 45° <	25	Planar	0	0,4	0,9	0,43	0,17
24	25rb 45° <>	25	Planar	0	0,4	2,4	0,56	0,21
25	18rb-a	18	Sawtooth A	15	0,4	1,4	0,54	0,37
26	18rb-b	18	Sawtooth A	15	0,74	1,2	0,77	0,52
27	18rb-c	18	Sawtooth A	15	0,92	1,1	0,92	0,54
28	18rb-d	18	Sawtooth A	15	1,2	1,7	1,3	0,77
29	18rb-e	18	Sawtooth A	15	0,8	2,2	0,854	0,75
30	18rb-f	18	Sawtooth A	15	1	2,1	1,063	0,73
31	18rb-g	18	Sawtooth A	15	1,2	1,5	1,146	0,82
32	18rb-h	18	Sawtooth A	15	0,4	1,1	0,611	0,4
33	24rb-a	24	Sawtooth A	15	0,4	1	0,52	0,31
34	24rb-b	24	Sawtooth A	15	0,74	1,2	1,03	0,57
35	24rb-c	24	Sawtooth A	15	1	2,2	1,25	0,76
36	24rb-d	24	Sawtooth A	15	1,6	2,5	1,37	--
37	24rb-e	24	Sawtooth A	15	0,47	1,3	0,705	0,36
38	24rb-f	24	Sawtooth A	15	0,8	1,3	0,805	0,54
39	24rb-g	24	Sawtooth A	15	0,8	1,3	0,975	0,61
40	24rb-h	24	Sawtooth A	15	1	1,7	1,013	0,75
41	24rb-i	24	Sawtooth A	15	1,2	1,8	1,219	0,73

42	24rb-j	24	Sawtooth A	15	0,8	1,3	0,815	0,34
43	24rb-k	24	Sawtooth A	15	0,8	3,1	0,96	0,43
44	126rb-a	126	Sawtooth A	15	0,4	3	2,27	0,29
45	9rb-a	9	Rough B	87	0,4	1,1	1,47	0,11
46	16rb-a	16	Rough C	90	0,4	1,87	1,4	0,13

Ce premier tableau est un tableau récapitulatif de tous les essais de cisaillement réalisés au cours de ce travail, pour la géométrie simplifiée. Il est formé par 46 tests, sans compter ceux réalisés sur les éprouvettes après la rupture des ponts. Les lignes en bleu et vert correspondent aux essais réalisés par stratoconception, en PA12 et LAB haute densité respectivement. Les lignes rouges correspondent aux cas « extrêmes et uniques » non pris en compte dans le critère de rupture proposé pour les éprouvettes construites par SLS.

Le deuxième tableau est un tableau récapitulatif des essais de cisaillement réalisés sur les joints à JRC contrôlé. Deux géométries sont cisailées à quatre contraintes normales, dans deux directions différentes.

Tableau C - 2 : Tableau récapitulatif des essais de cisaillement réalisés sur les éprouvettes à JRC contrôlé.

N°	Éprouvettes	Direction de cisaillement	σ_n [MPa]	τ_{peak} [MPa]	τ_{res} [MPa]
1	JRC5	A	0,4	0,27	0,18
2	JRC5	A	0,8	0,65	0,34
3	JRC5	A	1	0,71	--
4	JRC5	A	1,2	0,64	--
5	JRC5	B	0,4	0,35	0,2
6	JRC5	B	0,8	0,59	0,34
7	JRC5	B	1	0,70	0,38
8	JRC5	B	1,2	0,81	0,46
9	JRC20	A	0,4	0,95	0,45
10	JRC20	A	0,8	1,51	0,47
11	JRC20	A	1	1,91	0,6
12	JRC20	A	1,2	2,1	0,67
13	JRC20	B	0,4	0,72	--
14	JRC20	B	0,8	1,7	0,47
15	JRC20	B	1	2,1	0,57
16	JRC20	B	1,2	2,4	0,65

Plusieurs éprouvettes sont testées dans les mêmes conditions expérimentales et sous le même niveau de contrainte normale, pour vérifier la reproductibilité garantie par l'impression 3D. Les différents résultats sont présentés dans les figures qui suivent. Les résultats montrent une reproductibilité, avec des écarts qui peuvent être expliqués en petite partie par l'écart entre les différentes fabrications, et en une autre partie par des erreurs d'origine humaine et expérimentale, comme par exemple le moulage des éprouvettes. Les différences au début des courbes sont surtout liées au mode de rattrapage des déplacements horizontaux au début des essais.

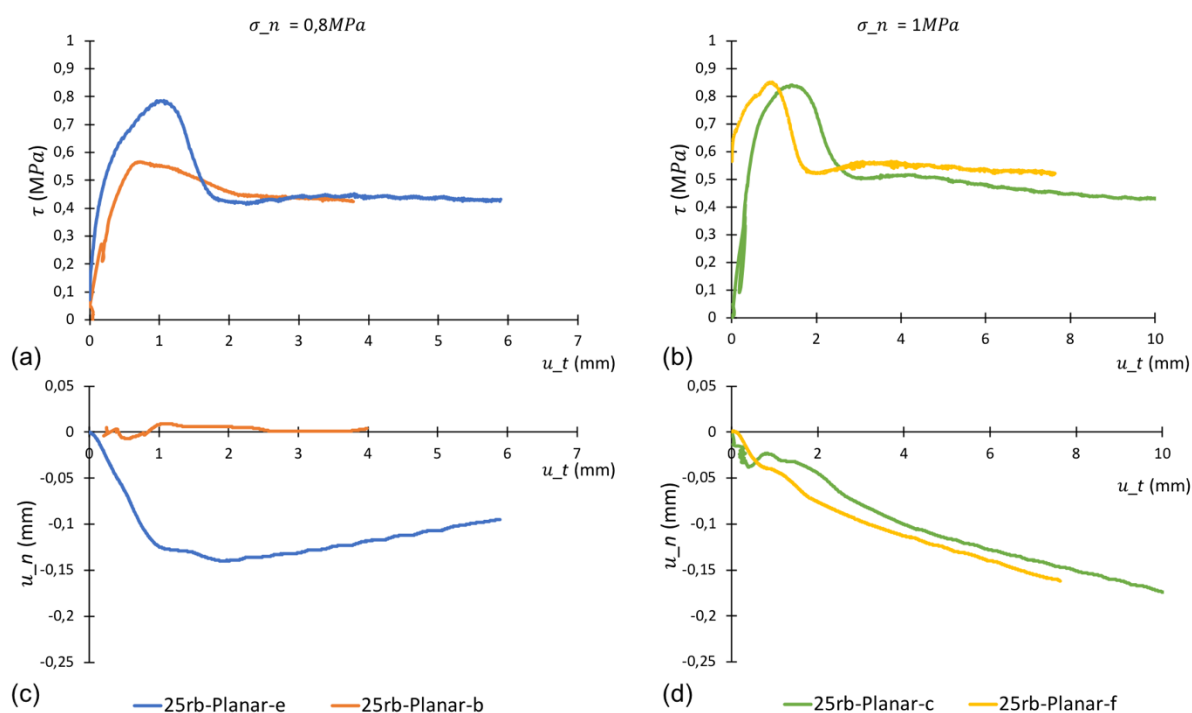


Figure C - 9.1 : Comparaison entre les essais expérimentaux réalisés à des contraintes normales équivalentes. (a-c) montrent le comportement des éprouvettes 25rb à 0,8 MPa, (b-d) montrent le comportement des éprouvettes 25rb à 1 MPa. Les lettres e-b-c et f dans les légendes font références au nom des éprouvettes dans le tableau C - 1.

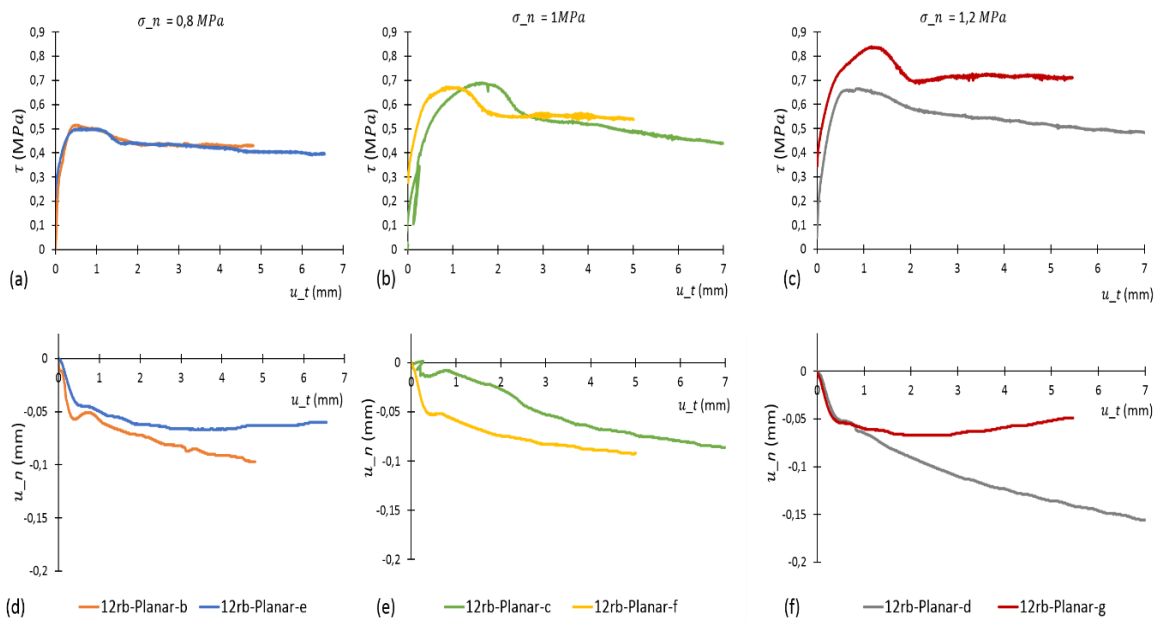


Figure C - 9.2 : Comparaison entre les essais expérimentaux réalisés à des contraintes normales équivalentes. (a-d) montrent le comportement des éprouvettes 12rb à 0,8 MPa, (b-e) montrent le comportement des éprouvettes 12rb à 1 MPa et (c-f) montrent le comportement des éprouvettes 12rb à 1,2 MPa Les lettres e-b-c-f-d et g dans les légendes font références au nom des éprouvettes dans le tableau C - 1.

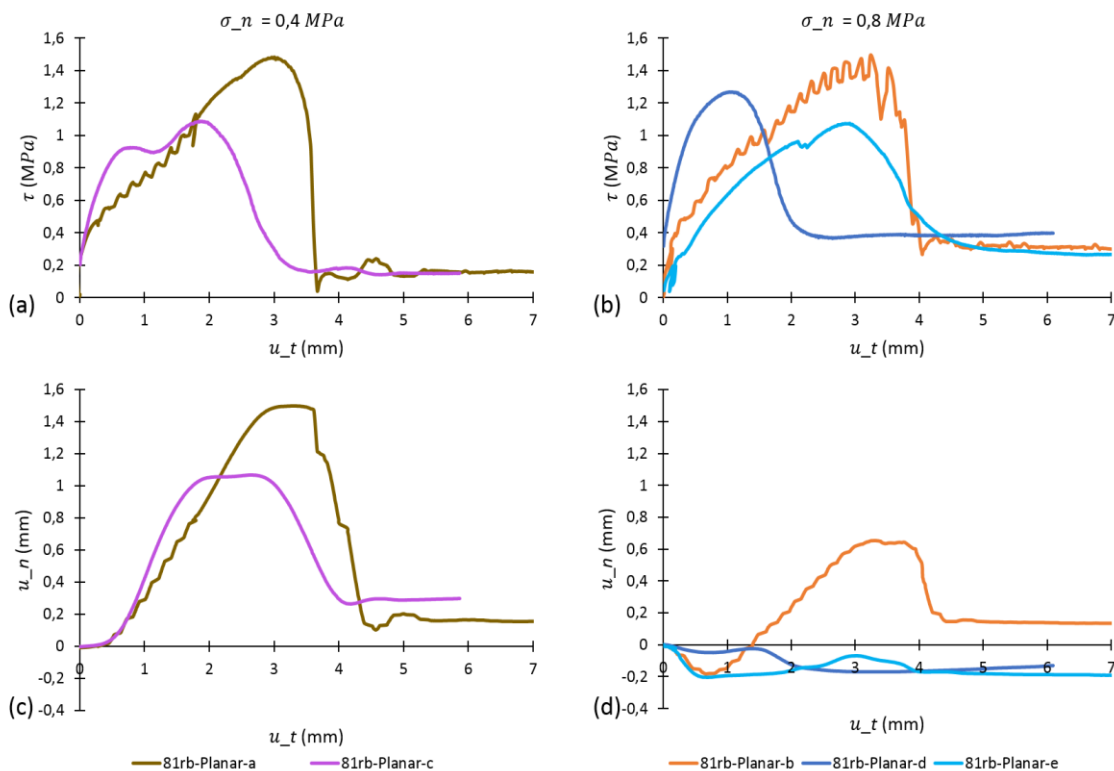


Figure C - 9.3 : Comparaison entre les essais expérimentaux réalisés à des contraintes normales équivalentes. (a-c) montrent le comportement des éprouvettes 81rb à 0,4 MPa, (b-d) montrent le comportement des éprouvettes 81rb à 0,8 MPa. Les lettres a-b-c-d-e et f dans les légendes font références au nom des éprouvettes dans le tableau C - 1.

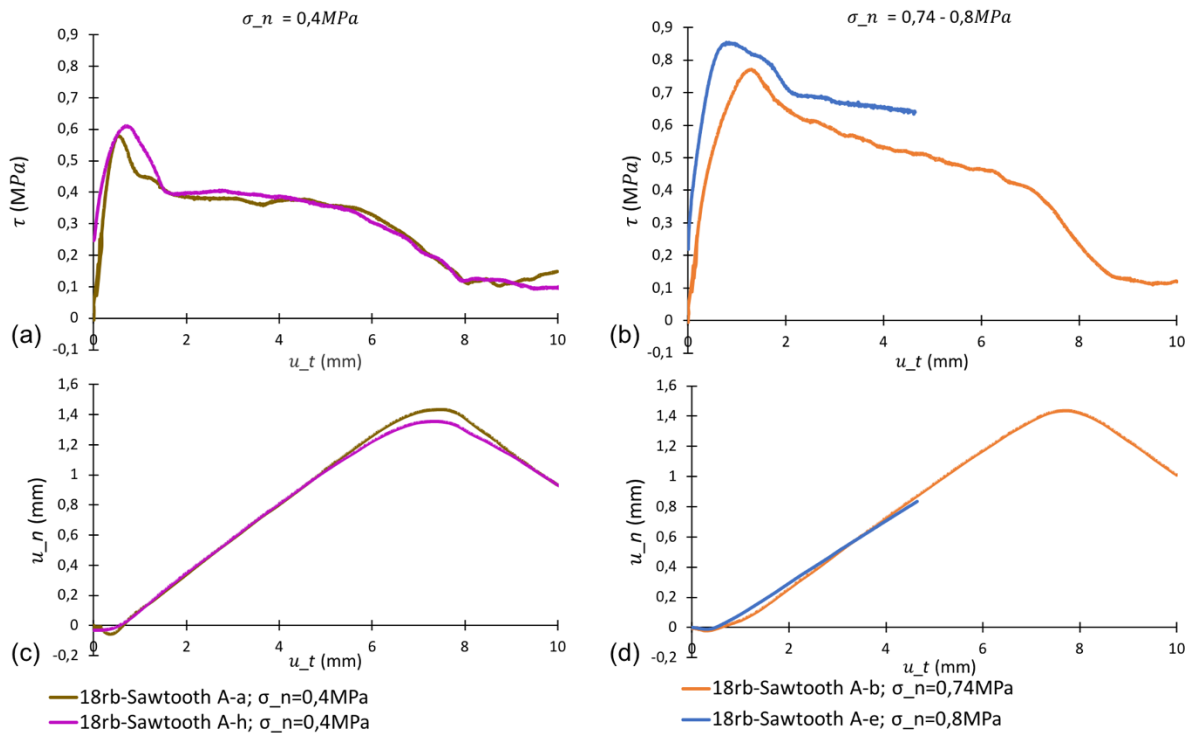


Figure C - 9.4 : Comparaison entre les essais expérimentaux réalisés à des contraintes normales équivalentes. (a-c) montrent le comportement des éprouvettes 18rb à 0,4 MPa, (b-d) montrent le comportement des éprouvettes 18rb à 0,74 et 0,8 MPa. Les lettres a-b-e et h dans les légendes font références au nom des éprouvettes dans le tableau C - 1.

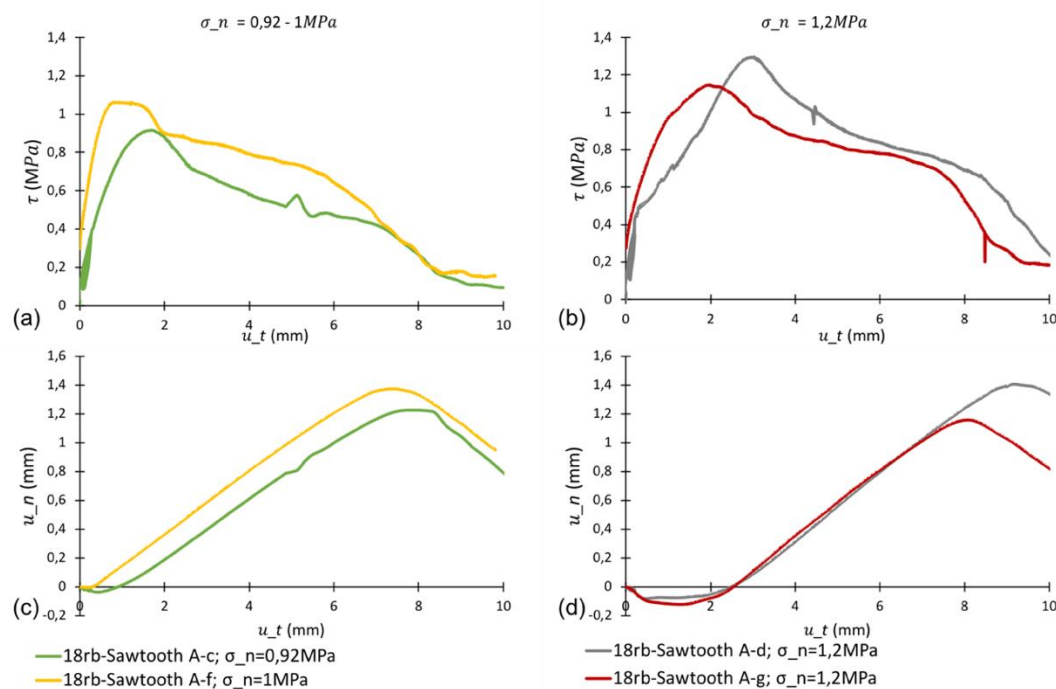


Figure C - 9.5 : Comparaison entre les essais expérimentaux réalisés à des contraintes normales équivalentes. (a-c) montrent le comportement des éprouvettes 18rb à 0,92 et 1 MPa, (b-d) montrent le comportement des éprouvettes 12rb à 1,2 MPa. Les lettres c-f et g dans les légendes font références au nom des éprouvettes dans le tableau C - 1.

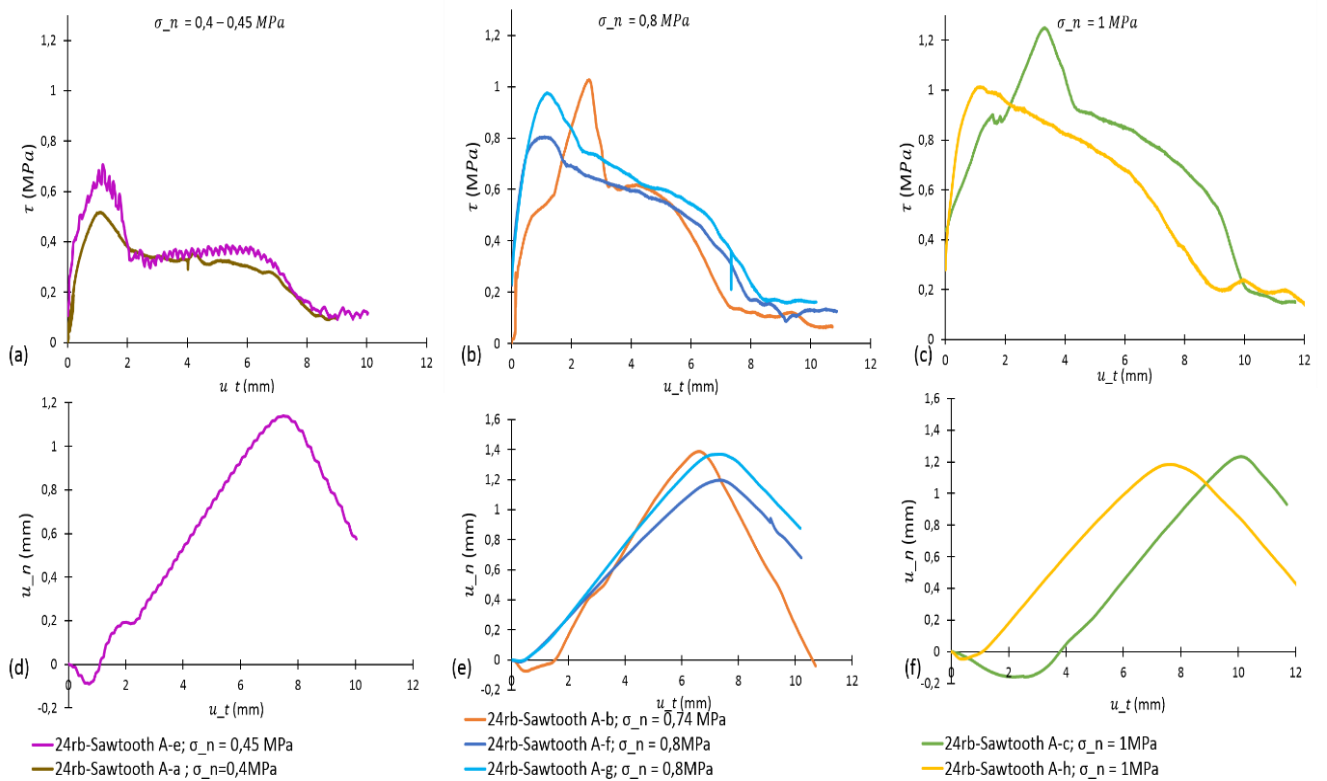


Figure C - 9.6 : Comparaison entre les essais expérimentaux réalisés à des contraintes normales équivalentes. (a-d) montrent le comportement des éprouvettes 24rb à 0,4 et 0,45 MPa, (b-e) montrent le comportement des éprouvettes 24rb à 0,74 et 0,8 MPa et (c-f) montrent le comportement des éprouvettes 24rb à 1 MPa Les lettres a-b-c-e-f-g et h dans les légendes font références au nom des éprouvettes dans le tableau C - 1.

L'évolution des contraintes tangentielles et de la dilatance en fonction de la contrainte normale est présentée dans le chapitre 2 pour les essais 18rb et 25r. Nous présentons dans la figure qui suit le résultat pour les éprouvettes 12rb et 24rb.

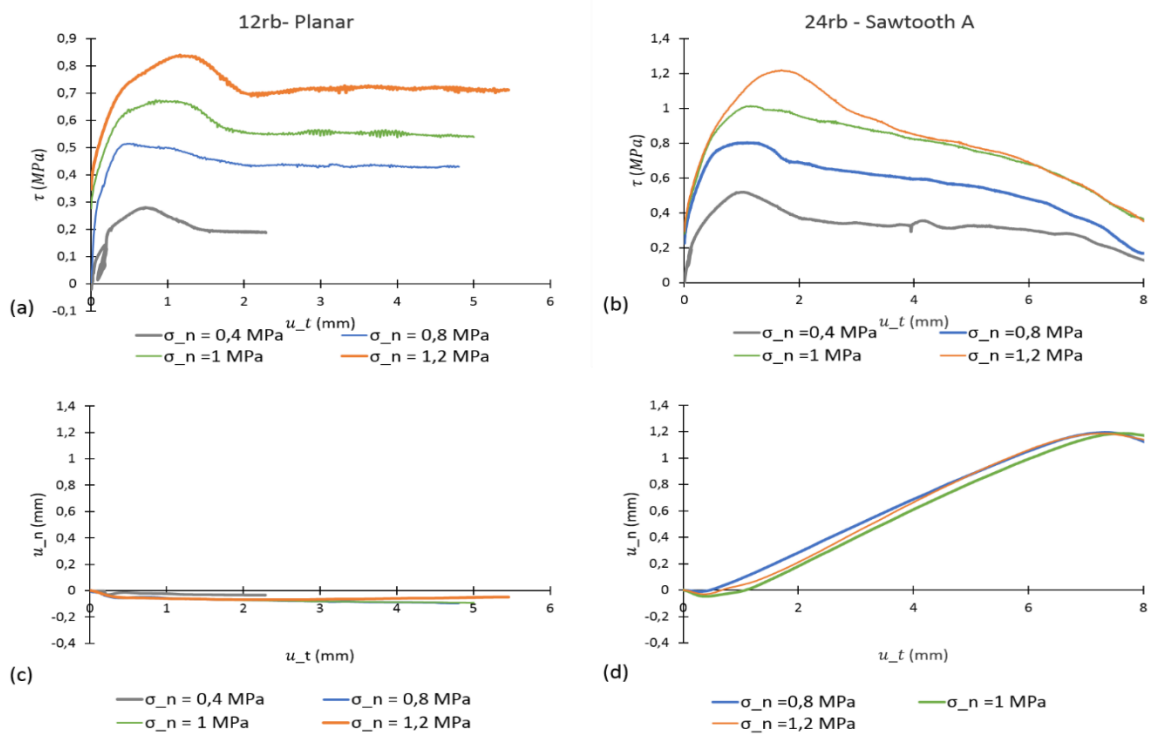


Figure C - 9.7 : Comportement mécanique des éprouvettes 12rb-planar (a et c) et 24rb-sawtooth (b et d) sous contraintes normales différentes.

Annexe D

Cette annexe est en lien avec le deuxième chapitre, partie numérique B. Elle porte sur le principe de calcul UDEC, l'effet numérique de la raideur normale sur les essais de cisaillement, et les résultats non présentés dans le chapitre 2.

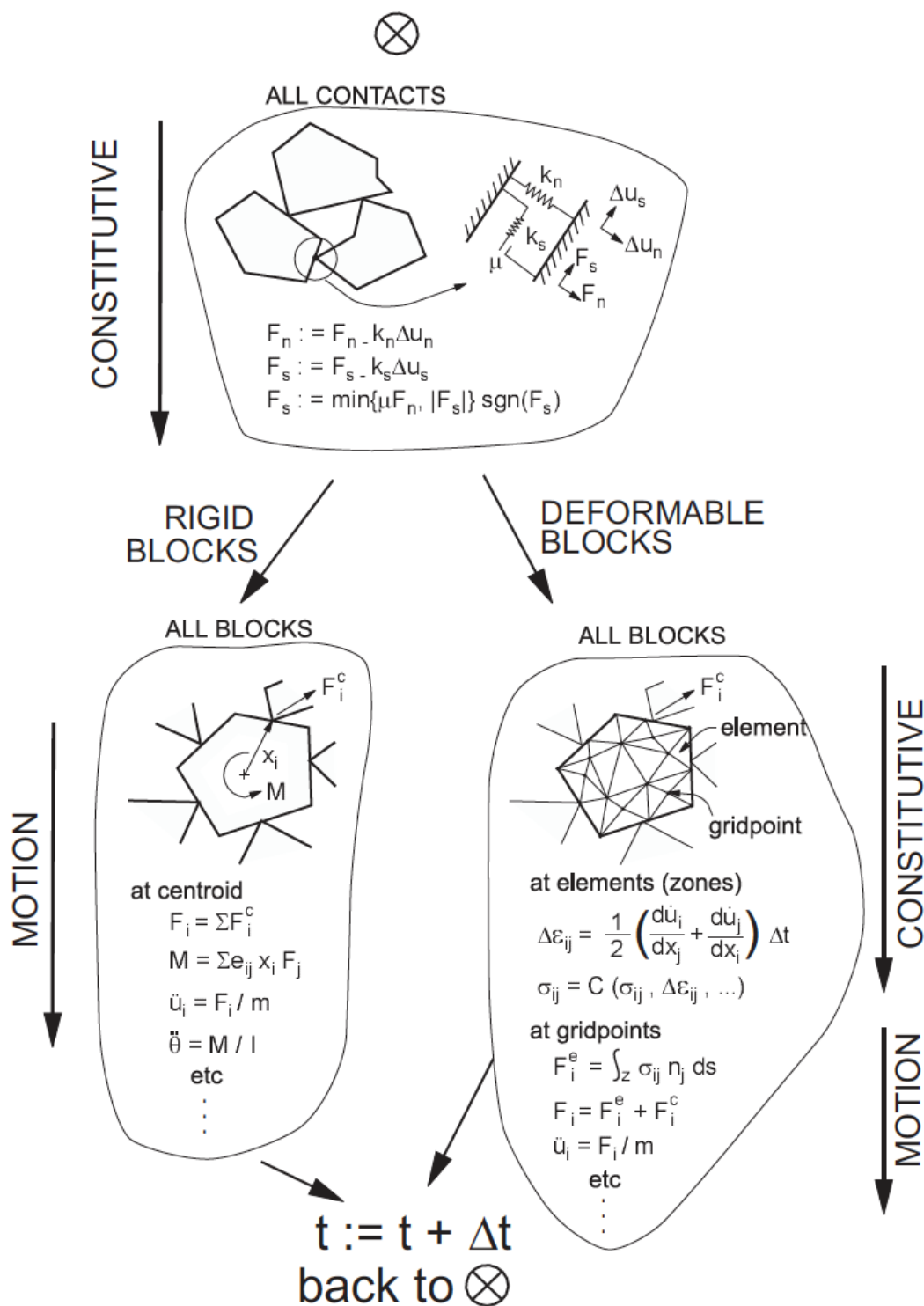


Figure D -1 : Principe de calcul dans UDEC, tirée du manuel UDEC.

Effet de la raideur normale :

La raideur normale k_n de joints contenant des ponts rocheux est estimée à partir d'une formule analytique proposée dans le chapitre 2

$$k_n = \frac{\sigma_m}{u_j} = \frac{E_{PA12} * S_{pontos}}{e_j * S_{totale}} \quad (D-1)$$

Cette formule est proposée en négligeant l'effet de la poudre coincée dans le joint. La prise en compte de cette poudre pourrait, en fonction de son module, augmenter la valeur de la raideur estimée à partir de l'Eq. D-1. Cependant, nous ne disposons pas des informations nécessaires pour pouvoir dissocier le comportement des ponts de celui de la poudre, et donc estimer une valeur plus exacte de la raideur normale.

Nous nous sommes limités à cette formule en considérant que pour un joint lisse, ne subissant pas de dilatance, la raideur normale ne joue pas un rôle important dans son comportement sous cisaillement. Cependant, en effectuant plusieurs modélisations numériques, nous nous sommes aperçus que dans UDEC l'augmentation de la raideur normale semble avoir une influence sur la valeur de la résistance tangentielle au pic (figure D – 2). Ceci est mis en évidence en effectuant trois essais de cisaillement classiques, sur une éprouvette ayant des propriétés mécaniques typiques des roches (tableau D-1). Le modèle utilisé pour le joint est un modèle Coulomb + Résiduel, sans aucune fonction d'écroûissage. La contrainte normale appliquée est de 10MPa. Nous remarquons que la résistance tangentielle passe de 8,7 MPa à 7,7 MPa, en augmentant la raideur normale (figure D – 3). Ce résultat est probablement d'origine numérique plutôt que physique.

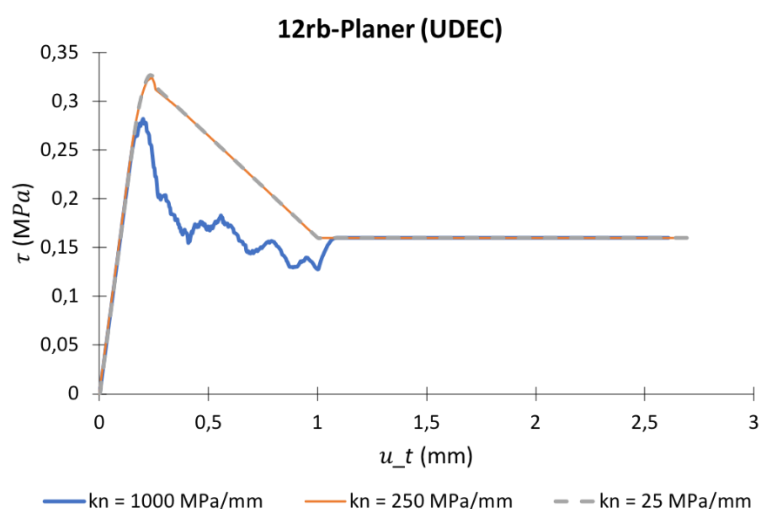


Figure D – 2 : Effet de la raideur normale sur des essais numérique UDEC, simulant un joint homogène équivalent à l'éprouvette 12rb-Planar, et ayant un modèle Coulomb + radoucissement linéaire.

Tableau D - 1 : Propriétés mécaniques utilisées pour un essai de cisaillement typique tirées du manuel UDEC, pour vérifier l'effet de la raideur normale.

ρ [kg/m ³]	ν	E [GPa]	k_s [MPa/mm]	k_n [MPa/mm]	φ_j [°]	c_j [MPa]	$c_{j,r}$ [MPa]	$\varphi_{j,r}$ [°]
2600	0,23	74	40	40	35	0	0	30

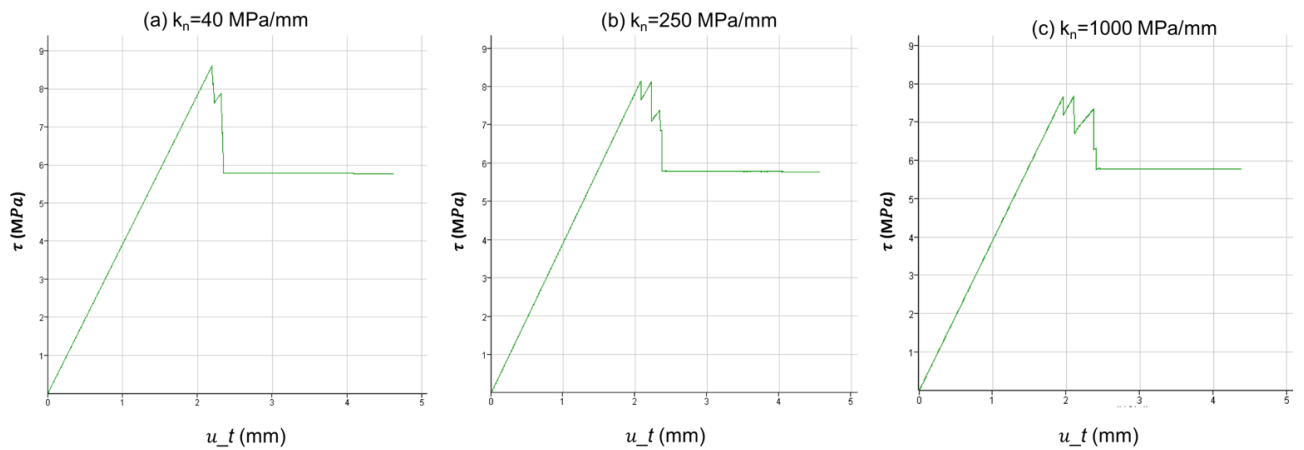


Figure D – 3 : Effet de la raideur normale sur un essai de cisaillement typique en utilisant les propriétés mécaniques du tableau D - 1.

Résultats des essais de cisaillement pour 12rb-Planar :

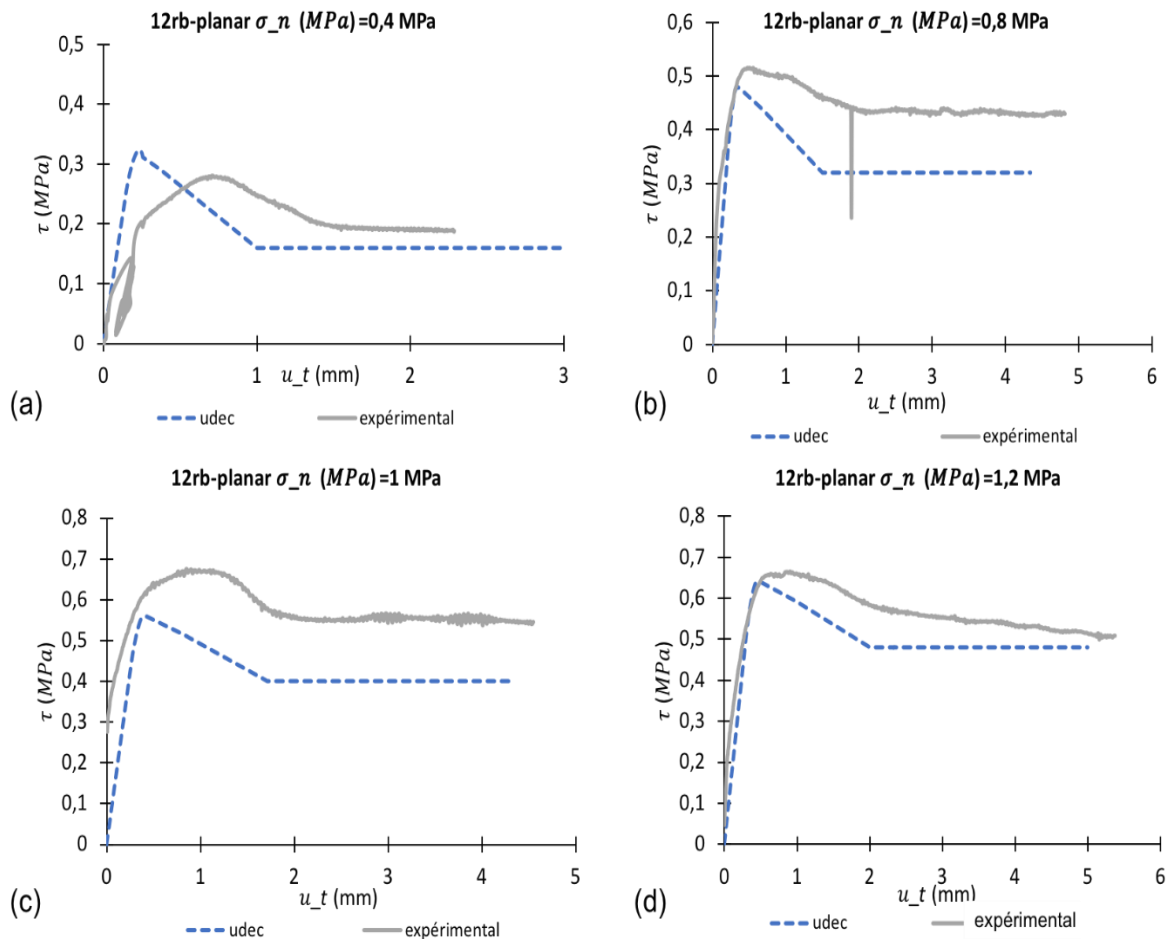


Figure D - 4 : Comparaison entre le résultat numérique (udec) et le résultat expérimental des essais de cisaillement des joints 12rb-planar, à différents niveaux de contrainte normale.

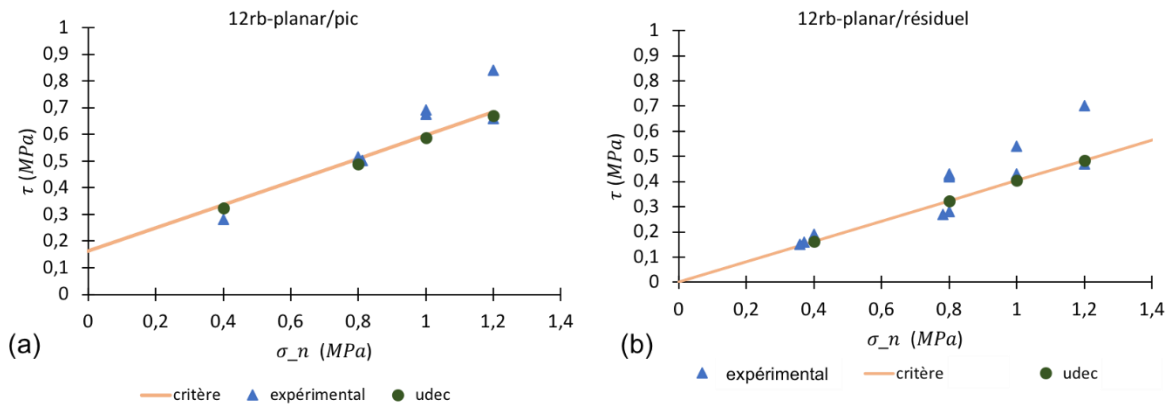


Figure D - 5 : Distribution des résultats expérimentaux et numériques dans le repère du critère de rupture, pour 12rb-planar (au pic (a) et à la phase résiduelle (b)). Les résultats numériques et expérimentaux sont comparés au critère de rupture trouvé précédemment dans le chapitre 2, 2.7.4.

Résultats des essais de cisaillement pour 18rb-Sawtooth A :

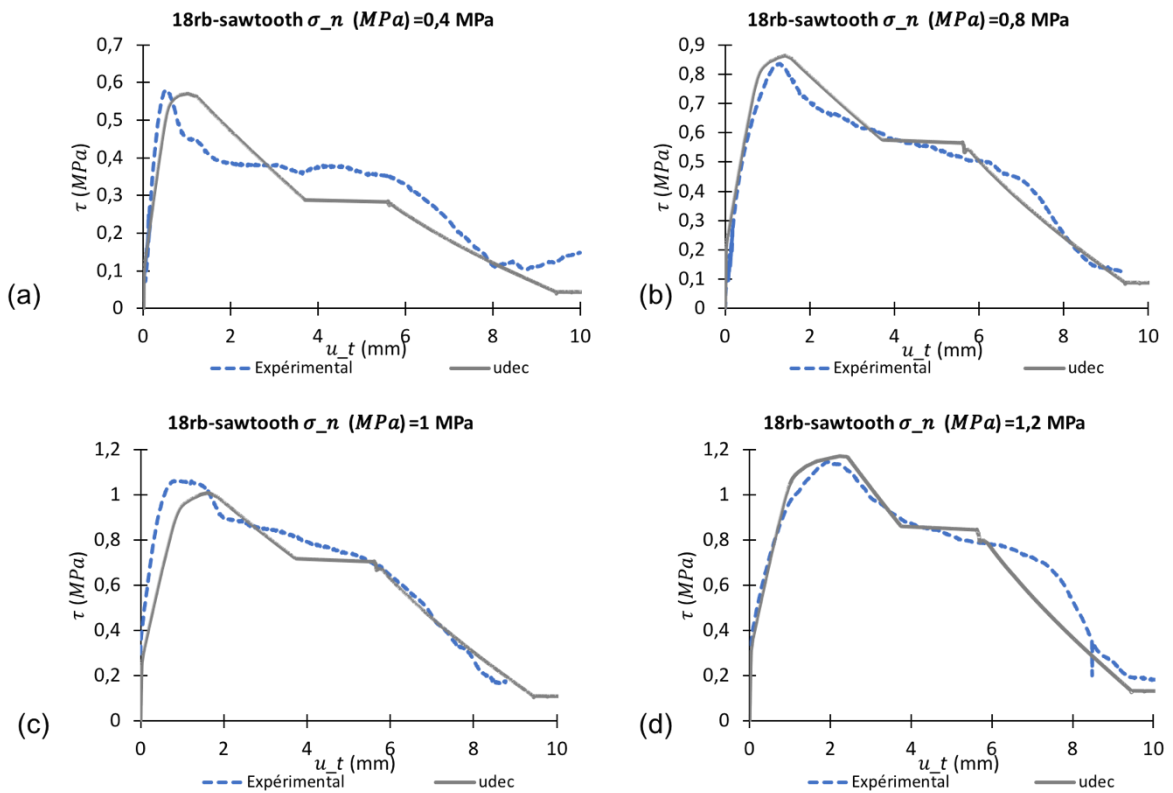


Figure D - 6 : Comparaison entre le résultat numérique (udec) et le résultat expérimental des essais de cisaillement des joints 18rb-Sawtooth A, à différents niveaux de contrainte normale.

Résultats des essais de cisaillement pour 24rb-Sawtooth A :

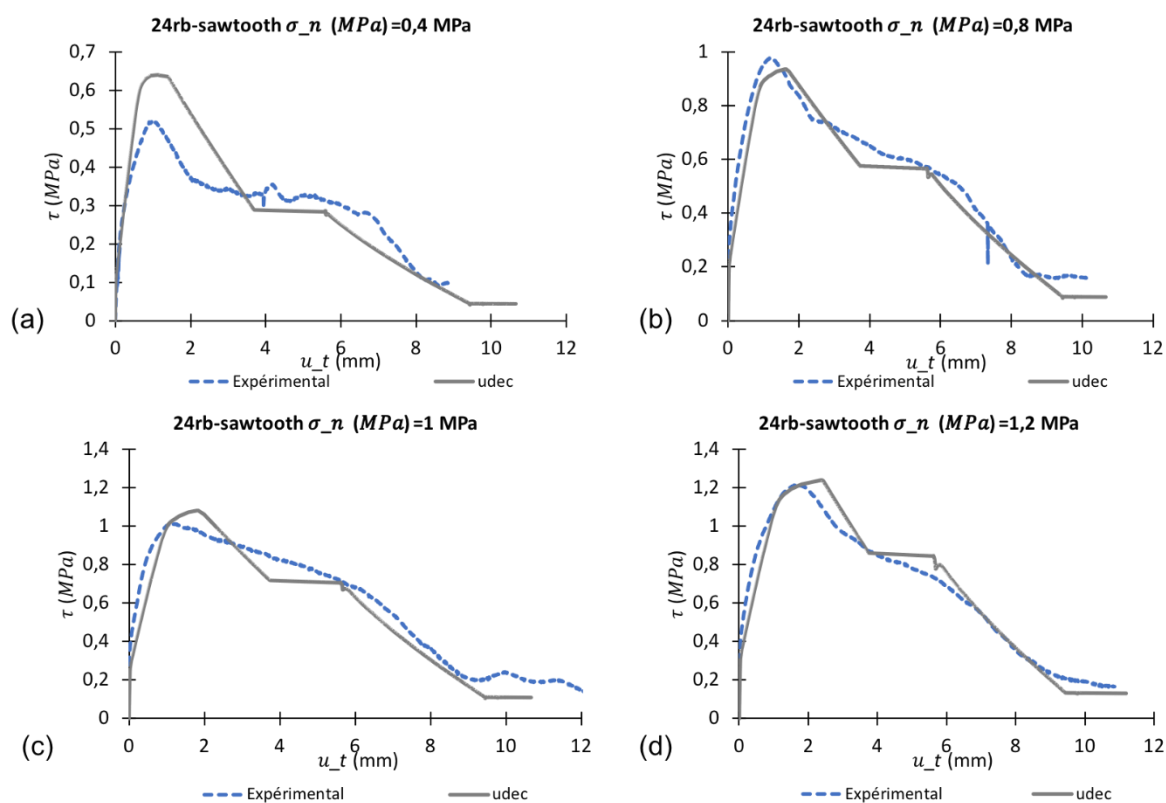


Figure D - 7 : Comparaison entre le résultat numérique (udec) et le résultat expérimental des essais de cisaillement des joints 24rb-Sawtooth A, à différents niveaux de contrainte normale.

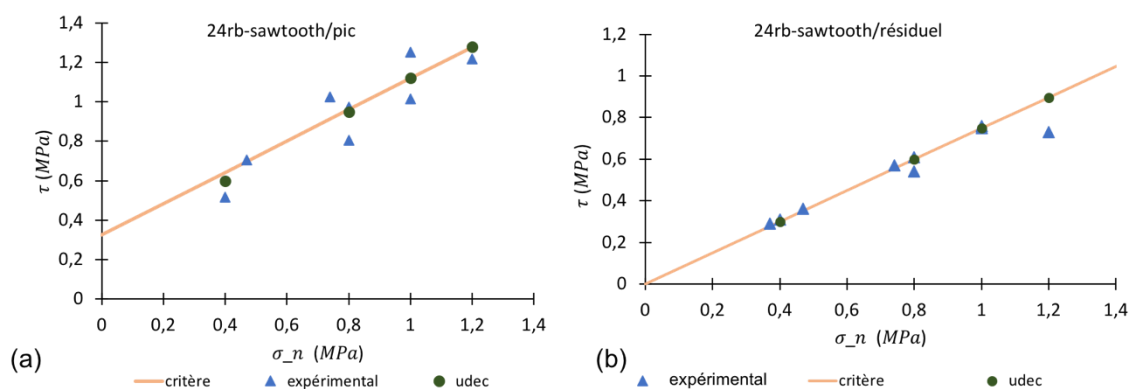


Figure D - 8 : Distribution des résultats expérimentaux et numériques dans le repère du critère de rupture, pour 24rb-Sawtooth A (au pic (a) et à la phase résiduelle (b)). Les résultats numériques et expérimentaux sont comparés au critère de rupture trouvé précédemment dans le chapitre 2, 2.7.4.

Résultats des essais de cisaillement pour les joints à JRC5 et JRC 20 :

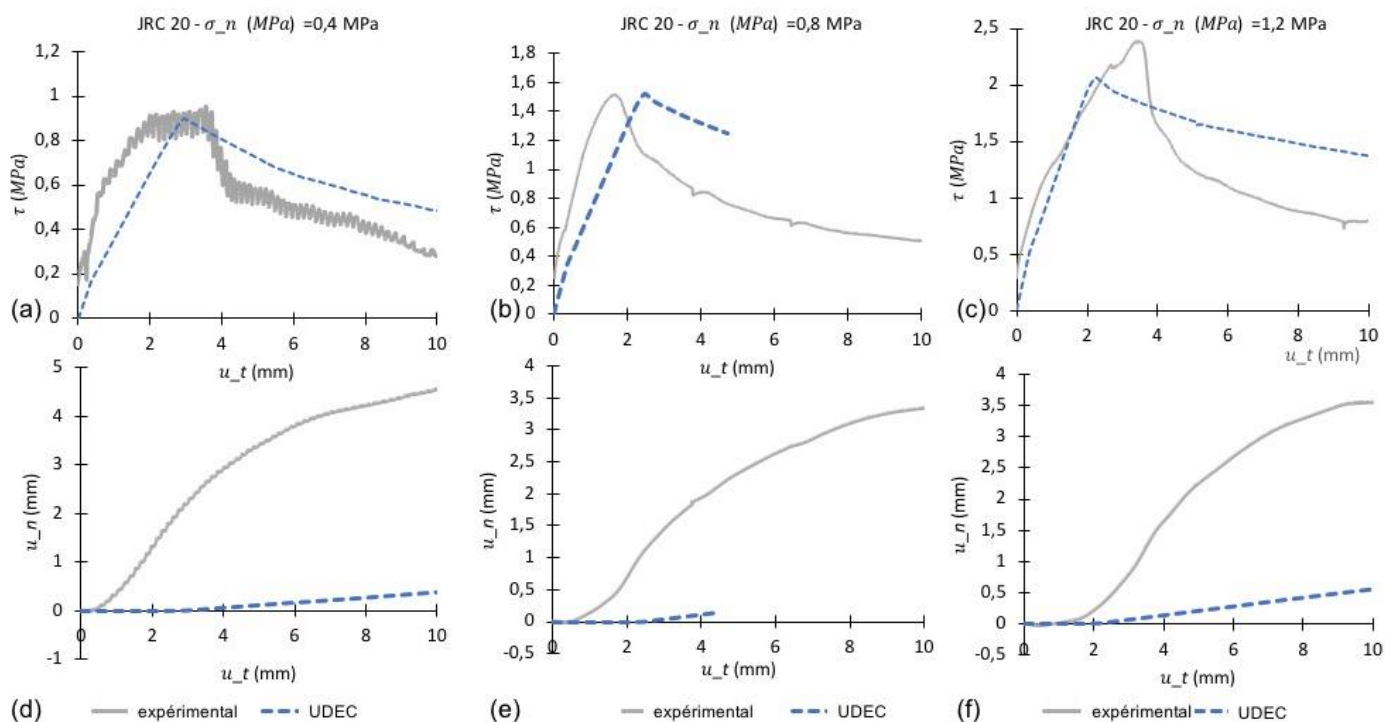


Figure 10.1 - 6 : Comparaison entre les essais numériques, modèle BB et les essais expérimentaux pour un joint à JRC 20 pour des contraintes normales de 0,4 MPa (a-d) ; 0,8MPa (b-e) et 1,2 MPa (c-f).

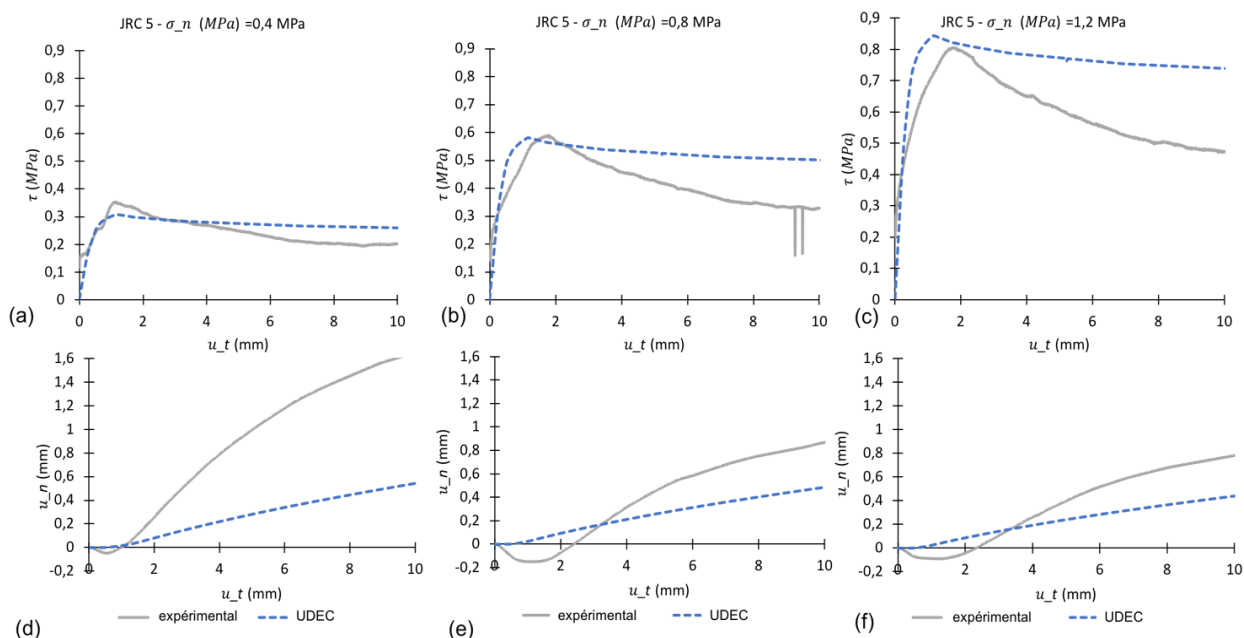


Figure D - 7 : Comparaison entre les essais numériques, modèle BB et les essais expérimentaux pour un joint à JRC 5 pour des contraintes normales de 0,4 MPa (a-d) ; 0,8MPa (b-e) et 1,2 MPa (c-f).

Annexe E

Nous présentons dans cette annexe les résultats des modules d'Young calculés à chaque cycle, sur les jauges de déformation axiale collées sur les éprouvettes A et B-v24, ainsi que les coefficients de Poisson calculés sur chaque cycle à partir des jauges horizontales des rosettes.

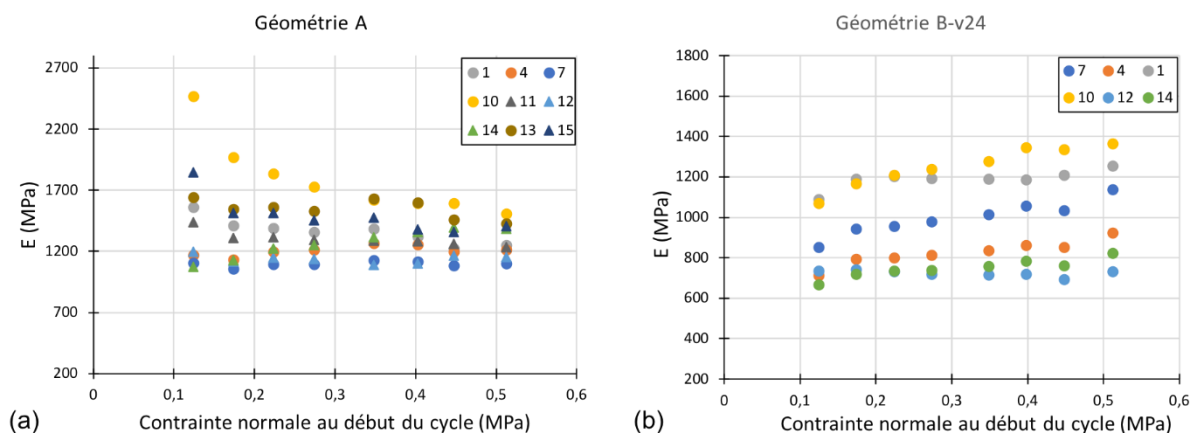


Figure 11.1 : Module d'Young calculé sur chaque cycle de chargement-déchargement pour les jauges axiales de l'éprouvette A (a) et de l'éprouvette B-v24 (b). A part la jauge 10, les modules pour une même jauge sont presque constants.

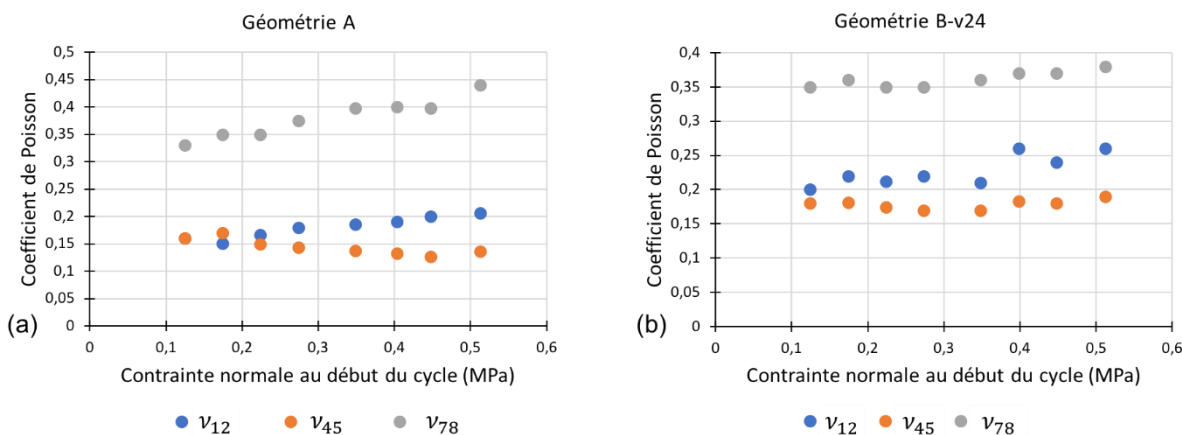


Figure E - 2 : Coefficient de Poisson calculé sur chaque cycle de chargement-déchargement pour les jauges axiales et transversales des rosettes de l'éprouvette A (a) et de l'éprouvette B-v24 (b).

Le coefficient de Poisson est calculé comme suit :

$$\nu_{ij} = \frac{\varepsilon_j}{\varepsilon_i} \tag{E-1}$$

Cependant, il s'agit des points ponctuels, non répartis sur l'éprouvettes comme c'était le cas pour les jauges 11-12-14 et 15 de l'éprouvette A. Il est donc difficile d'estimer à partir de ces mesures le coefficient de Poisson réel du PA12.

Annexe F

Cette annexe est en rapport avec les mesures profilométriques des joints ayant un JRC contrôlé (JRC20 et JRC5). Nous présentons les nuages des points des écarts entre la valeur mesurée et la valeur théorique du profil, pour les différentes mesures (tableau 2.13 chapitre 2)

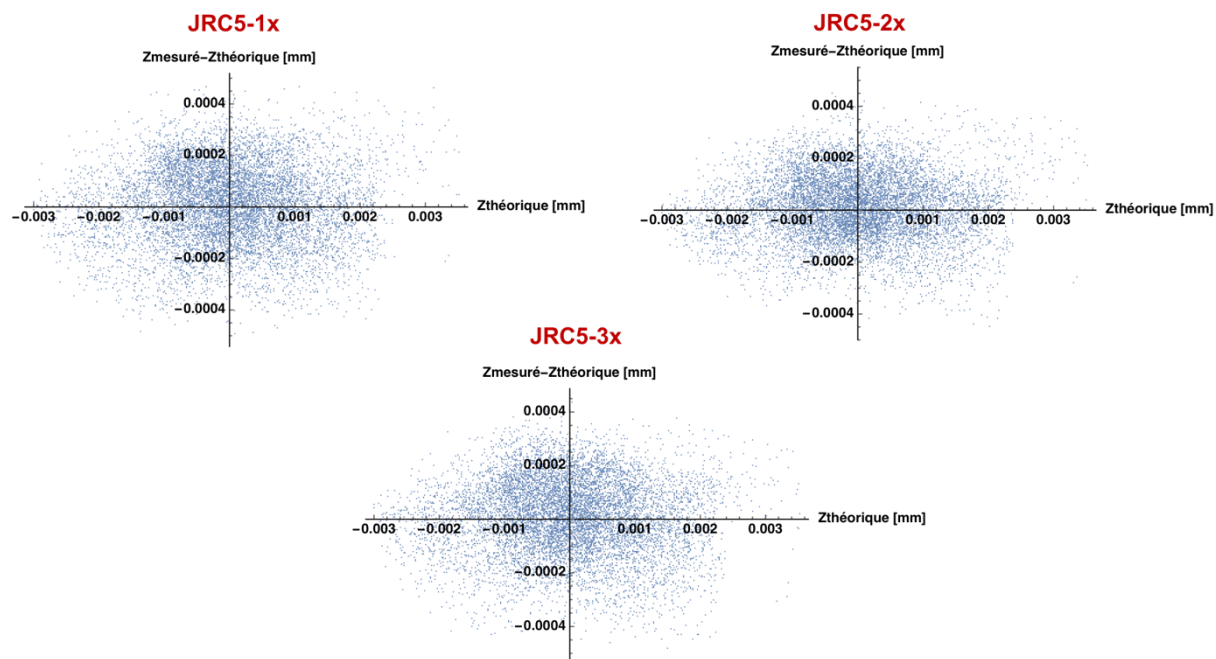


Figure F – 1 :Nuages des points de $(Z_{mesuré} - Z_{théorique})$ pour les joints à JRC 5 dans la direction x.

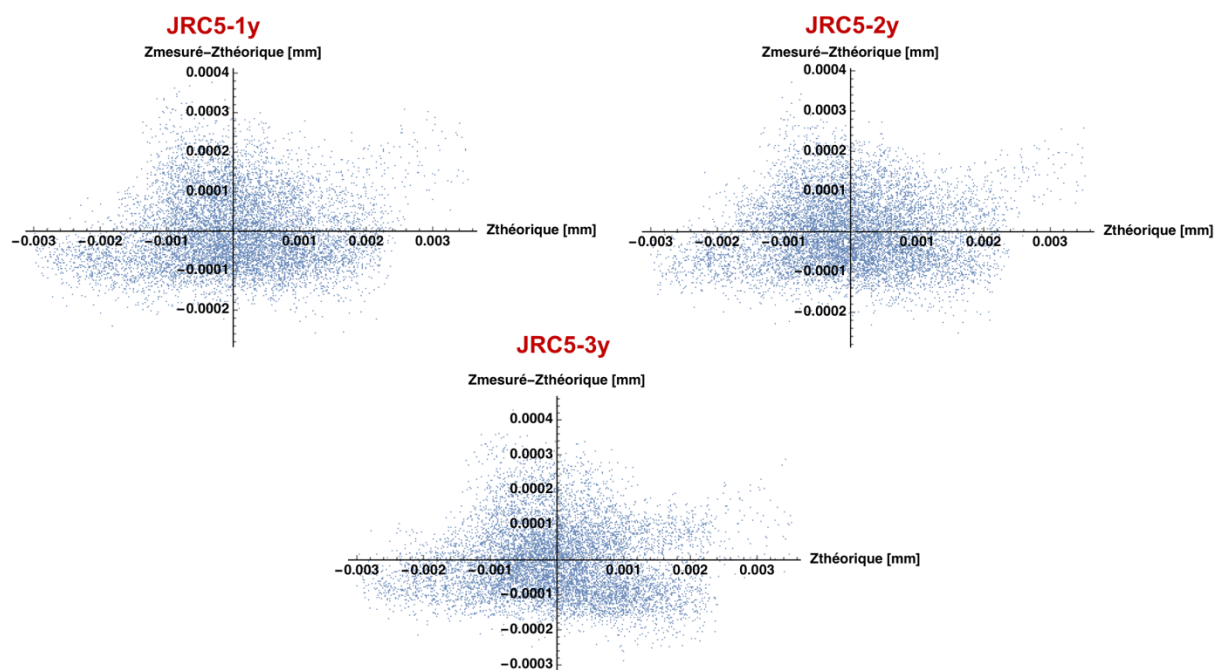


Figure F – 2 :Nuages des points de $(Z_{mesuré} - Z_{théorique})$ pour les joints à JRC 5 dans la direction y.

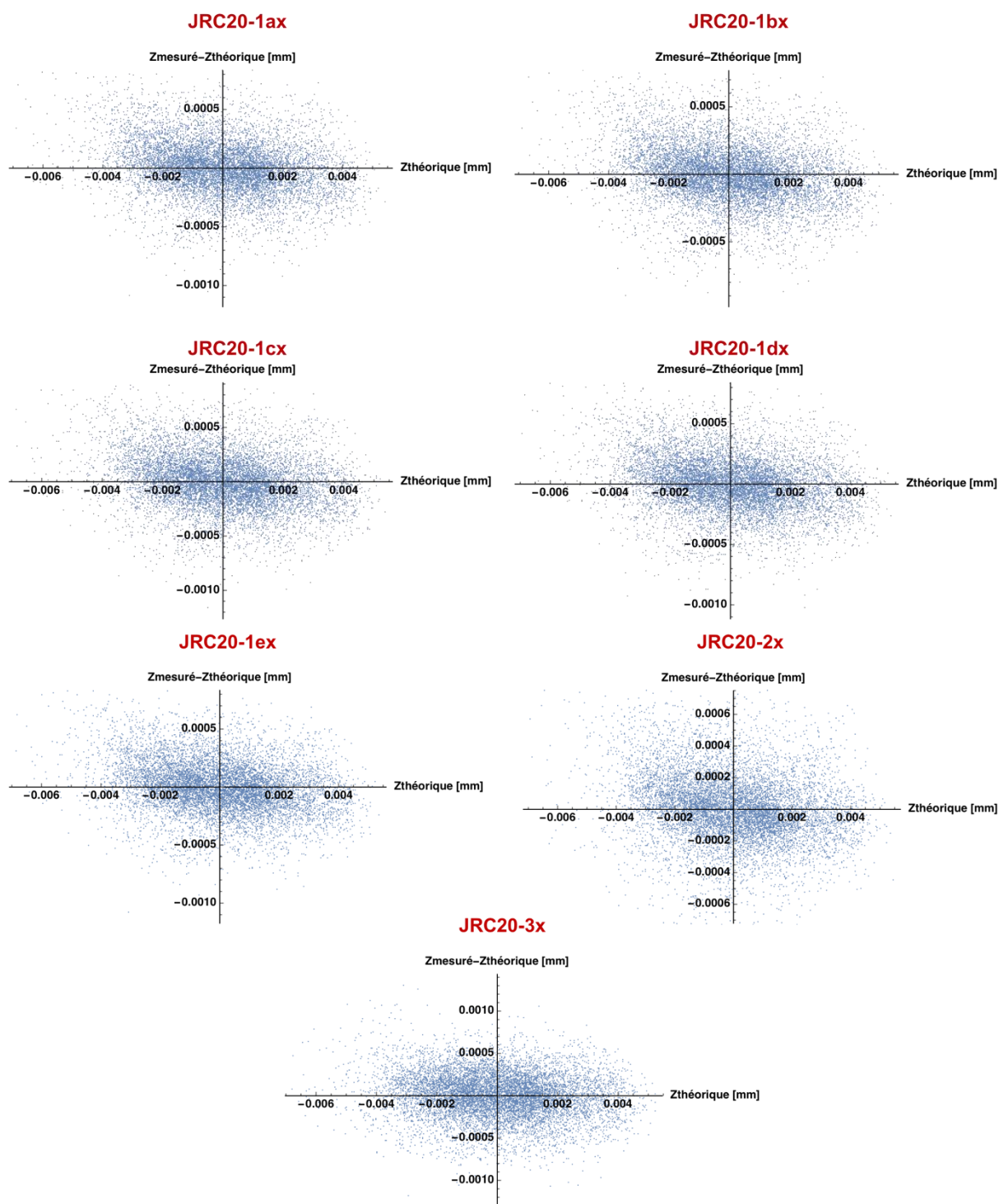


Figure F – 3 : Nuages des points de (Zmesuré – Zthéorique) pour les joints à JRC 20 dans la direction x. Les mesures 1ax-bx-cx-dx et ex sont des mesures effectuées sur une même éprouvette dans le but d'estimer l'incertitude liée à la technique de mesure.

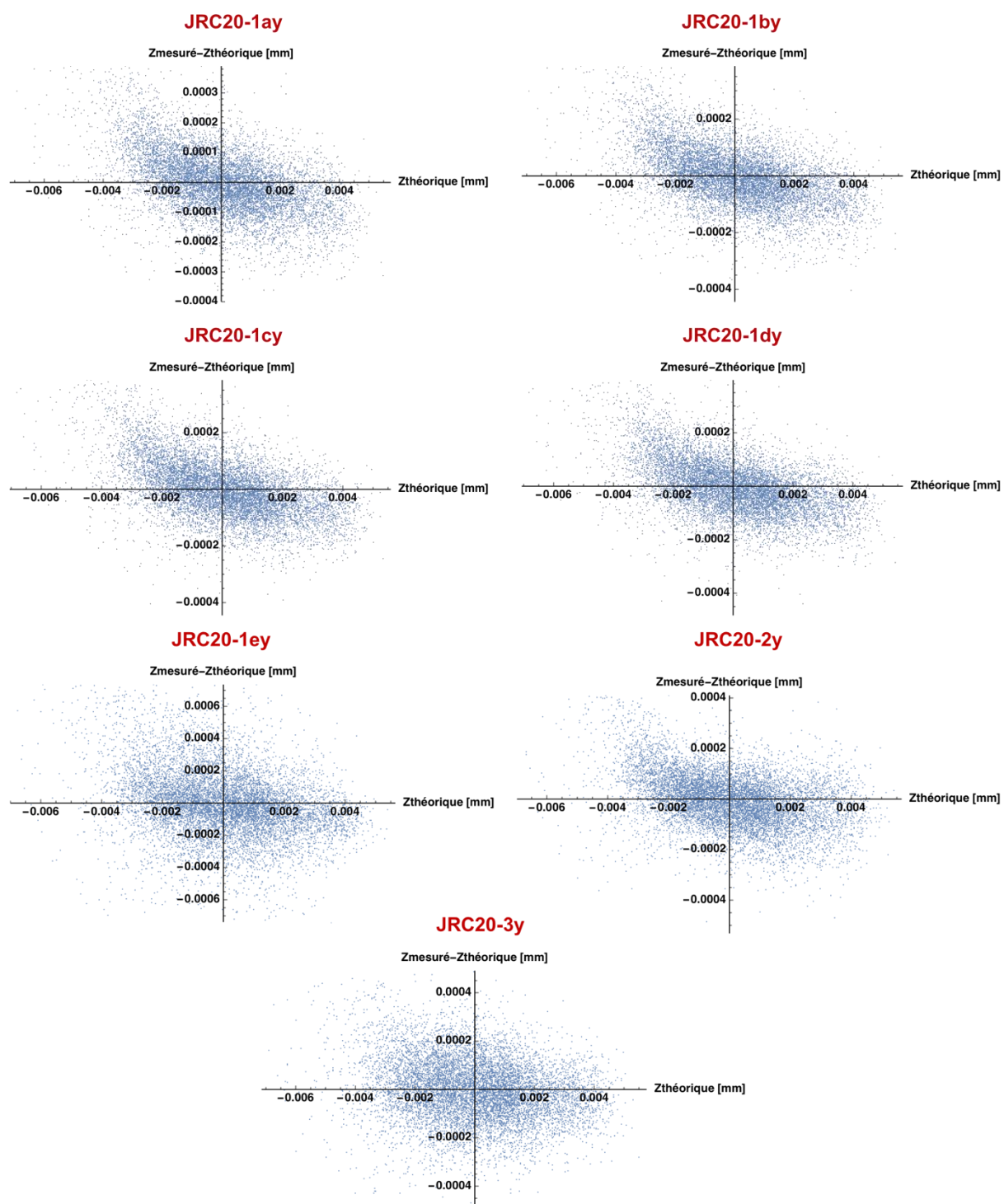


Figure F – 4 : Nuages des points de ($Z_{\text{mesuré}} - Z_{\text{théorique}}$) pour les joints à JRC 20 dans la direction y. Les mesures 1ay-by-cy-dy et ey sont des mesures effectuées sur une même éprouvette dans le but d'estimer l'incertitude liée à la technique de mesure.

Résumé : Application de la fabrication additive à la modélisation physique des joints et des massifs rocheux, par approches expérimentales et numériques

Cette thèse présente une étude de l'application de la fabrication additive (connue sous le nom d'impression 3D) à la mécanique des roches. Elle s'inscrit dans le cadre d'un projet plus large visant à construire un modèle physique de 2m³ d'un massif rocheux explicitement discontinu, dont le comportement est contrôlé principalement par les discontinuités. La technique de fabrication additive adoptée est le frittage laser (SLS), le matériau utilisé est un polymère : le polyamide 12 (PA12).

Dans un premier temps des joints artificiels construits par SLS sont testés sous essais de cisaillement à contrainte normale constante. Deux familles de discontinuités sont étudiées. La première est formée par des joints à géométrie simplifiée (joints planaires ou en dents de scies) ayant une ouverture de 0,4mm et contenant des ponts rocheux. Les résultats montrent que cette technique de fabrication des joints en PA12 permet d'obtenir un comportement global similaire à celui des joints rocheux naturels, avec une cohésion pilotée par les ponts rocheux, et un angle de frottement dépendant de l'angle des aspérités. La deuxième famille est constituée de joints ayant des rugosités plus réalistes, auxquelles on peut attribuer une valeur de JRC, communément utilisée pour décrire les joints naturels. Cette configuration permet elle aussi de reproduire un comportement global équivalent à celui des joints naturels, avec une mobilisation des aspérités primaires et secondaires des surfaces. Les résultats obtenus sont comparés au critère de rupture de Barton-Bandis. Cette étude expérimentale est complétée par une modélisation numérique sous le logiciel UDEC, dans le but d'étudier la capacité des modèles existants à reproduire le comportement des joints artificiels obtenu expérimentalement, et de calibrer numériquement les paramètres mécaniques utilisés dans la modélisation pour représenter les essais expérimentaux.

Dans un second temps, des éprouvettes cylindriques (16 x 32 cm) contenant deux ou huit discontinuités à géométrie simplifiée (planaire + ponts rocheux) sont fabriquées et testées sous compression uni-axiale. Il s'agit d'une première tentative d'un modèle réduit explicitement discontinu et contenant des joints ayant un comportement mécanique contrôlé. Les résultats permettent de mettre l'accent sur l'influence des discontinuités sur le comportement global d'un massif rocheux. Ces essais sont comparés à une modélisation numérique sous 3EDC.

Finalement, et afin d'étudier l'applicabilité de cette technique à la modélisation physique, les lois de similitudes sont appliquées aux résultats obtenus dans les parties précédentes. Il en ressort qu'il est possible d'utiliser la SLS et le PA12 en modélisation physique des massifs rocheux, jusqu'à un facteur d'échelle sur les dimensions métriques de 1/25.

Mots clés : Joints rocheux – essais de cisaillement – fabrication additive – PA12 – modélisation numérique – modélisation physique

Abstract: Application of additive manufacturing to the physical modeling of joints and rock masses, by experimental and numerical approaches

This thesis presents a study of the application of additive manufacturing (known as 3D printing) to rock mechanics. It is part of a larger project aimed at building a 2m³ physical model of an explicit discontinuous rock mass, whose behaviour is mainly controlled by discontinuities. The 3DP technology adopted in this work is selective laser sintering, and the material is Polyamide 12.

First, we present the experimental results of the mechanical characterization of artificial rock joints constructed by 3DP. Two joint families are tested. The first is characterized by a fixed aperture (0,4mm), a simplified geometry (planar or sawtooth), and containing rock bridges. The mechanical characterization shows that these joints exhibit a mechanical behavior similar to that of natural rock joints under shear tests, with a cohesion driven by the rock bridges, and a friction angle which depends on the angle of the asperities. The second family consists of joints with more realistic roughnesses, to which a JRC value, commonly used to describe natural joints, can be assigned. Again, experimental results show the potential of artificial joints to reproduce the mechanical behavior of natural joints, and to respect the Barton-Bandis criterion. Experimental studies are coupled with numerical modeling, using the UDEC software, to define the appropriate model that reproduces the experimental results, and to calibrate the mechanical parameters of both joints type.

After defining different artificial joints with controlled parameters, cylindrical samples (16 x 32 cm) containing two and eight planar discontinuities with rock bridges are printed and tested under uni-axial compression. This is a first attempt at an explicitly discontinuous physical model containing joints with controlled mechanical behaviour. The mechanical behavior of these samples highlights the influence of discontinuities in controlling the global behavior and resistance of rock masses. The results are then compared to a numerical modeling under 3EDC.

Finally, scaling laws are applied to the previous results. The application of scale factors to the experimental results shows the possibility of representing natural rock mass and rock joints with artificial 3DP joints (SLS technique) up to a scale factor on metric dimensions of 1/25.

Key words: rock joints – shear test – 3D printing – PA12 – numerical modeling – reduced scale modeling