

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

**STABILITÉ DES BARRAGES: INFLUENCE DE
LA TEMPÉRATURE ET ÉTUDE DE
SENSIBILITÉ SUR LA RÉSISTANCE AU
CISAILLEMENT DES JOINTS DE COULÉE**

Mémoire de maîtrise
Spécialité : génie civil

Félix-Antoine Martin

Jury : Patrice Rivard, ing., (directeur)
Gérard Ballivy, ing., (codirecteur)
Marco Quirion, ing., (correcteur externe)

Sherbrooke (Québec) Canada

Janvier 2011

TU-2116



Library and Archives
Canada

Published Heritage
Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Direction du
Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence
ISBN: 978-0-494-83675-0

Our file Notre référence
ISBN: 978-0-494-83675-0

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

Résumé

Les barrages-poids des régions nordiques sont soumis à des conditions climatiques extrêmes entre les longues journées tempérées d'été et les longues et froides nuits des régions septentrionales. Les présentes recherches ont voulu vérifier si les essais de laboratoire permettaient d'établir un facteur de sécurité suffisant pour parer à un glissement le long des joints de coulée des barrages-poids. Plus précisément, le présent mémoire tente d'établir l'influence à court terme des basses températures nordiques (-40°C) et l'influence à long terme des cycles de gel-dégel sur la résistance au cisaillement des joints de coulée.

On a utilisé des reproductions en béton d'un joint rocheux afin d'obtenir des conditions de cisaillement dont les seules variantes étaient, dans un premier temps, la température à laquelle les échantillons étaient cisailés et, en second lieu, la quantité de cycles de gel-dégel que ces reproductions avaient subis. On a reproduit des joints de béton en coulant du béton (ciment GU, pierre 14mm et un rapport E/C=0,52) sur les surfaces d'un joint rocheux. On a ensuite cisailé ces joints soit à température ambiante, soit à -40°C ou encore après avoir subi un nombre précis de cycles de gel-dégel.

L'angle de friction interne (et la résistance au cisaillement) des joints de coulée (du moins pour des joints non-liés) est significativement plus faible à basse température (-40°C) qu'à température ambiante et l'écart est plus significatif dans les conditions au pic. Parallèlement, les cycles de gel-dégel augmentent la rugosité et la valeur de l'angle de friction interne des joints de coulée n'ayant pas été traités au jet de sable initialement.

Conséquemment, l'angle de friction interne des joints de coulée obtenu lors d'essais de laboratoire devrait être minoré d'un facteur de sécurité pour tenir compte des températures d'opération des hivers des régions nordiques qui sont bien en-deçà de la température ambiante d'un laboratoire. En revanche, l'angle de friction interne des joints de coulée n'est pas susceptible de se détériorer avec le temps pour le béton de surface assujéti aux cycles de gel-dégel.

À la lumière des résultats obtenus, le concepteur devrait appliquer (en plus des facteurs de sécurité à appliquer pour corriger la valeur de l'angle de friction interne obtenu en laboratoire notamment pour corriger l'effet d'échelle) un facteur de sécurité pour palier à la diminution de l'angle de friction interne lorsque le béton se refroidit. À l'opposé, le concepteur ne devrait pas se soucier de la diminution de cet angle pour le béton de surface exposé aux cycles de gel-dégel avec le temps.

Remerciements

Je tiens à remercier mon directeur, Patrice Rivard pour l'appui qu'il m'a prodigué tout au long de ma maîtrise. Son leadership m'a poussé à me surpasser tout au long de ces recherches. C'est d'ailleurs lui qui m'a suggéré le sujet de ces recherches.

Je remercie également le directeur de la Chaire de Recherche en auscultation et instrumentation, Gérard Ballivy, ainsi que Clermont Gravel pour leurs idées novatrices et leur apport à la revue littéraire du présent mémoire. L'expérience et les connaissances de ces chercheurs ont été un élément important dans le développement de la méthodologie et de l'analyse des résultats.

Merci également à Marco Quirion et au professeur Richard Gagné avec lesquels j'ai eu l'opportunité d'apprendre lors de mes cours de deuxième cycle. Le premier a généreusement accepté de réviser le présent mémoire et le second a mis à ma disposition le cabinet de gel-dégel qui lui appartient et sans lequel les présentes recherches n'auraient pu avoir lieu.

Je remercie Zabih Moradian et Baptiste Rousseau, tous deux étudiants au doctorat au sein de notre chaire de recherche. Baptiste m'a notamment permis d'utiliser un programme en *Visual Basic* de son invention afin que l'analyse statistique des surfaces des échantillons employés puisse être réalisée. Baptiste est récemment devenu père et je lui souhaite, à lui et à sa famille beaucoup de bonheur.

Je remercie Danick Charbonneau et plus particulièrement Georges Lalonde. Tous deux sont techniciens à l'intérieur de la Chaire de recherche en auscultation et en instrumentation et ils ont grandement participé à mon développement personnel. Danick m'a souvent dépris des bourbiers informatiques dans lesquels je me trouvais et m'a toujours témoigné de l'affabilité. Georges a participé intégralement à cette maîtrise en s'impliquant tant émotionnellement que physiquement.

Je remercie Pierre-Olivier Caron-Périgny, Pascal Beauregard et Claudia Abel-Potvin qui ont participé à la phase expérimentale et dont le labeur ne doit pas passer sous silence.

Finalement, je remercie Yannick Boivin et mon frère, Étienne Martin, pour m'avoir appris à programmer avec Matlab et, ainsi, permis d'enrichir le présent mémoire de représentations graphiques des surfaces des échantillons. Tous deux sont appelés à devenir des ingénieurs ou chercheurs de qualité.

Table des matières

1	Introduction	1
1.1	Mise en contexte	1
1.2	Problématique et objectifs	3
1.2.1	Premier objectif : Influence de la basse température	5
1.2.2	Deuxième objectif : Étude de sensibilité (Influence des cycles de gel-dégel)	6
1.3	Organisation de l'étude	6
2	Notions générales	8
2.1	Forces statiques agissant sur un barrage-poids	8
2.2	Définition du cisaillement	9
2.3	Facteurs influençant la résistance du béton	10
2.3.1	Influence de la teneur en eau, de la porosité et de l'humidité relative	10
2.3.2	Influence de la température	13
2.3.3	Influence du rapport eau-ciment	14
2.3.4	Autres facteurs d'influence sur la résistance	14
2.4	Cycles de gel-dégel [3]	14
2.4.1	Principaux types de détérioration dus aux cycles de gel-dégel	15
2.4.2	Théorie des pressions osmotiques	16
2.4.3	Évaluation de la détérioration du béton à l'aide des ondes primaires [38]	17
2.5	Les discontinuités	19
3	Critères de stabilité	20
3.1	Le critère de Coulomb	21
3.2	Le critère de Patton [24]	23
3.3	Le critère bilinéaire Patton-Coulomb [24]	23
3.4	Le critère de stabilité de Barton [18,19]	25
3.4.1	Le critère de Barton sur une discontinuité inclinée	27
3.5	Le critère LADAR (d'après Ladanyi et Archambault [46])	28
3.6	Joints de coulée	29
3.6.1	Rugosité	30
3.6.2	Autres facteurs d'influences	34
4	Méthodologie	37
4.1	Approche expérimentale	38
4.2	Confection des éprouvettes	38
4.3	Essai de compression uniaxiale (ASTM C39-05)	43
4.4	Évaluation de l'endommagement par chocs thermiques (ASTM C666-03)	43
4.5	Essai de cisaillement direct (ASTM D5607-02)	45
4.5.1	Confinement des éprouvettes et bâti de cisaillement	45

4.5.2	Montage de l'essai de cisaillement.....	47
4.5.3	Conditions frontières lors de l'essai de cisaillement.....	49
4.5.4	Apport à la méthodologie existante pour les essais de type gel.....	49
4.5.5	Traitement des résultats de l'essai de cisaillement direct.....	51
4.6	Caractérisation de la rugosité à l'aide du profilomètre laser [48].....	54
5	Interprétation des résultats.....	57
5.1	Caractéristiques du béton.....	57
5.1.1	Propriétés du béton durci.....	57
5.2	Essais sur les éprouvettes gelés (essai de type gel).....	59
5.2.1	Résultats des essais de caractérisation et de compression.....	59
5.2.1	Relevés au profilomètre laser : topographie de surface des éprouvettes.....	60
5.2.2	Résultats des essais de cisaillement des série de type gel.....	63
5.3	Essais sur les éprouvettes endommagées (essais de type gel-dégel).....	68
5.3.1	Résultats des essais de résistance à la compression.....	69
5.3.2	Relevés topographiques à l'aide du profilomètre laser.....	70
5.3.3	Résultats des essais de cisaillement.....	76
6	Discussion et recommandations.....	83
6.1	Discussion sur l'effet des basses températures sur la résistance des joints de coulée.....	84
6.2	Recommandations quant aux essais de type gel.....	85
6.2.1	Limitations de la méthodologie utilisée lors des essais de type gel.....	85
6.2.2	Isolation et réfrigération du bâti de cisaillement.....	86
6.2.3	Uniformisation de l'épaisseur des joints pour chacun des essais.....	86
6.3	Discussion sur l'effet des cycles de gel-dégel.....	87
6.4	Recommandations quant aux essais de type gel-dégel.....	88
6.4.1	Limitations de la méthodologie utilisée lors des essais de type gel-dégel.....	88
6.4.2	Variation du rapport eau-ciment.....	89
6.4.3	Changement de la section des témoins (remplacement des prismes par des cylindres) et modification du cabinet de gel-dégel.....	89
6.5	Recommandations générales sur les deux types d'essais.....	90
6.5.1	Limitations de la méthodologie pour les deux types d'essais.....	90
6.5.2	Recommandation sur l'homogénéisation des conditions d'acquisition de données.....	91
6.5.3	Recommandation sur la permutation des cellules de charge.....	91
6.5.4	Recommandation sur l'augmentation de la superficie des joints.....	91
6.5.5	Recommandation générale sur l'approfondissement des recherches sur les paramètres statistiques de rugosité.....	92
	Conclusion.....	94
	Références.....	96
A.	Annexe :.....	100

Table des figures

FIGURE 1.1 : BARRAGE-POIDS (MODIFIÉE D'APRÈS WIKIPEDIA).....	3
FIGURE 1.2 : PRÉLÈVEMENT D'UN ÉCHANTILLON D'UN JOINT DE COULÉE PAR FORAGE	5
FIGURE 2.1: FORCES ACTIVES AGISSANT SUR UN BARRAGE-POIDS	8
FIGURE 2.2: ÉTAT DE CONTRAINTE EN UN POINT	10
FIGURE 2.3 TUBES CAPILLAIRES [30]	11
FIGURE 2.4 : REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE DE L'ÉVOLUTION DES DEUX TYPES DE PORES LORS DE L'HYDRATATION DU CIMENT([2]).....	12
FIGURE 2.5 : MODÈLE OSMOTIQUE DE POWERS (MODIFIÉ D'APRÈS [3])	17
FIGURE 2.6 : VARIATION DE LA VITESSE DE PROPAGATION DE L'ONDE P (P-WAVE) DANS UN GRANIT SATURÉ EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES DE VARIATION DE LA TEMPÉRATURE ENTRE -20°C ET 20°C([39]).....	18
FIGURE 3.1: ENVELOPPES DE RUPTURE AU PIC ET RÉSIDUELLE (MOHR-COULOMB) [40].....	20
FIGURE 3.2: COURBE DE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT EN FONCTION DU DÉPLACEMENT [40]	21
FIGURE 3.3: APPROXIMATION DE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT PAR LE CRITÈRE DE COULOMB([41])	22
FIGURE 3.4: BLOC ÉLÉMENTAIRE D'UNE DISCONTINUITÉ (ONDULATION EN DENT DE SCIE) [40]	23
FIGURE 3.5: ENVELOPPE DE RUPTURE BILINÉAIRE PATTON-COULOMB	24
FIGURE 3.6 : PROFIL DE RUGOSITÉ (D'APRÈS BARTON ET CHOUBEY [19])	26
FIGURE 3.7 : EFFETS DE L'AMPLITUDE ET DE LA FRÉQUENCE DES ASPÉRITÉS SUR LE CLA	31
FIGURE 3.8 : REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE DE Z ₂ POUR UNE ASPÉRITÉ UNIQUE (N=2) [48]	32
FIGURE 3.9 : REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE DE Z ₃ POUR DEUX ASPÉRITÉS (N=3) [48]	32
FIGURE 3.10: REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE DE Z ₄ POUR SIX ASPÉRITÉS (N=7) [48]	33
FIGURE 4.1 : ORGANIGRAMME DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	37
FIGURE 4.2 : FABRICATION DE DEUX SURFACES CLONES	39
FIGURE 4.3 : 2 SURFACES CLONES APRÈS DÉMOULAGE	40
FIGURE 4.4 : ÉPROUVETTES DESTINÉES AU CISAILLEMENT À DIFFÉRENTES TEMPÉRATURES (ÉPROUVETTES DE TYPE GEL)	42
FIGURE 4.5 : CABINET DE GEL-DÉGEL	44
FIGURE 4.6 : CONFINEMENT D'UNE ÉPONTE D'UNE ÉPROUVETTE	46
FIGURE 4.7 : BÂTI DE CISAILLEMENT (VUE ÉCLATÉE)	47
FIGURE 4.8: PROFIL DU BÂTI DE CISAILLEMENT.....	48
FIGURE 4.9 : REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE DES FORCES LORS DE L'ESSAI DE CISAILLEMENT	49
FIGURE 4.10 : APPORT FAIT À LA MÉTHODE DE MISE EN PLACE DE L'ÉPROUVETTE	50
FIGURE 4.11 : CHANGEMENT APPORTÉ AU MONTAGE.....	51
FIGURE 4.12: RÉSULTATS DE TROIS ESSAIS DE CISAILLEMENT SIMPLE	52
FIGURE 4.13 : RÉSULTATS DE L'ESSAI GD90%2.7MPA	53
FIGURE 4.14 : PROFILMÈTRE-LASER DE L'UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE	55
FIGURE 4.15 : REPRÉSENTATION GRAPHIQUE D'UN RELEVÉ DE SURFACE	56
FIGURE 5.1 : REPRÉSENTATION D'UN ÉPROUVETTE DE TYPE GEL	62
FIGURE 5.2 : COURBES EFFORT-DÉPLACEMENT POUR LES TROIS ESSAIS DE LA SÉRIE GEL20°C	64
FIGURE 5.3: COURBES EFFORT-DÉPLACEMENT POUR LES QUATRE ESSAIS DE LA SÉRIE GEL-40°C.....	64
FIGURE 5.4 : COMPARAISON ENTRE LES ENVELOPPES DE RUPTURE THÉORIQUES (BARTON MODIFIÉ) ET EXPÉRIMENTALES DE LA SÉRIE DE TYPE GEL À 20°C	67
FIGURE 5.5: COMPARAISON ENTRE LES ENVELOPPES DE RUPTURE THÉORIQUES (BARTON MODIFIÉ) ET EXPÉRIMENTALES DE LA SÉRIE DE TYPE GEL À -40°C	67
FIGURE 5.6 : VARIATION DE LA MASSE DES POUTRES DE LA 1ERE GÂCHÉE EN FONCTION DES CYCLES DE GEL-DÉGEL SUBIS.....	69
FIGURE 5.7 : CHUTE DE LA VITESSE DES ONDES-P EN FONCTION DES CYCLES DE GEL-DÉGEL SUBIS.....	69
FIGURE 5.8 : REPRÉSENTATION DE LA SURFACE D'UNE ÉPROUVETTE DE TYPE GEL-DÉGEL INTACTE (0 CYCLE).....	72
FIGURE 5.9 : REPRÉSENTATION DE LA SURFACE D'UNE ÉPROUVETTE DE TYPE GEL-DÉGEL ENDOMMAGÉE À 90% (89 CYCLES)	73
FIGURE 5.10 : REPRÉSENTATION D'UNE SURFACE D'UNE ÉPROUVETTE DE TYPE GEL-DÉGEL ENDOMMAGÉE À 80% (209 CYCLES)	74
FIGURE 5.11 : REPRÉSENTATION D'UNE SURFACE D'UNE ÉPROUVETTE DE TYPE GEL-DÉGEL ENDOMMAGÉE À 70% (289 CYCLES)	75
FIGURE 5.12 : ÉVOLUTION DE LA MOYENNE DES JRC DES ÉPROUVETTES D'UNE SÉRIE DE TYPE GEL-DÉGEL DONNÉE EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES SUBIS PAR LES ÉPROUVETTES DE CETTE SÉRIE	76
FIGURE 5.13 : COURBES EFFORT-DÉPLACEMENT POUR LES TROIS ESSAIS DE LA SÉRIE DE TYPE GEL-DÉGEL INTACTE (GD0%)	78

FIGURE 5.14 : COURBES EFFORT-DÉPLACEMENT POUR LES TROIS ESSAIS DE LA SÉRIE DE TYPE GEL-DÉGEL ENDOMMAGÉE À 90% (GD90%)	78
FIGURE 5.15 : COURBES EFFORT-DÉPLACEMENT POUR LES TROIS ESSAIS DE LA SÉRIE DE TYPE GEL-DÉGEL ENDOMMAGÉE À 80% (GD80%)	79
FIGURE 5.16 : COURBES EFFORT-DÉPLACEMENT POUR LES TROIS ESSAIS DE LA SÉRIE DE TYPE GEL-DÉGEL ENDOMMAGÉE À 70% (GD70%)	79
FIGURE 5.17 : COMPARAISON ENTRE LES RÉSULTATS THÉORIQUES (BARTON MODIFIÉ) ET EXPÉRIMENTAUX DE LA SÉRIE DE TYPE GEL-DÉGEL INTACTE	80
FIGURE 5.18 : COMPARAISON ENTRE LES RÉSULTATS THÉORIQUES (BARTON MODIFIÉ) ET EXPÉRIMENTAUX DE LA SÉRIE DE TYPE GEL-DÉGEL À 90%	81
FIGURE 5.19 : COMPARAISON ENTRE LES RÉSULTATS THÉORIQUES (BARTON MODIFIÉ) ET EXPÉRIMENTAUX DE LA SÉRIE DE TYPE GEL-DÉGEL À 80%	82
FIGURE 5.20 : COMPARAISON ENTRE LES RÉSULTATS THÉORIQUES (BARTON MODIFIÉ) ET EXPÉRIMENTAUX DE LA SÉRIE DE TYPE GEL-DÉGEL À 70%	82
FIGURE 6.1 : REPRÉSENTATION TRIDIMENSIONNELLE EN FAUSSE COULEUR D'UNE SURFACE D'UN JOINT AVANT ET APRÈS L'ESSAI DE CISAILLEMENT SIMPLE	90
FIGURE 0.1 : DISTRIBUTION DE LA TEMPÉRATURE DANS UN BARRAGE D'APRÈS UNE SIMULATION NUMÉRIQUE [2]	95
A.1 SUIVI DE LA TEMPÉRATURE DURANT LA CALIBRATION D'UN ESSAI DE TYPE GEL : DÉTERMINATION DU TAUX DE RÉCHAUFFEMENT MOYEN D'UN ÉCHANTILLON (ÉQUATION DE LA COURBE)	101
A.2 CALIBRATION DU MONTAGE AVANT UN ESSAI DE TYPE GEL : DÉTERMINATION DU COEFFICIENT DE DILATATION THERMIQUE NORMAL (PENDE DE LA DROITE)	102
A.3 CALIBRATION DU MONTAGE AVANT UN ESSAI DE TYPE GEL : DÉTERMINATION DU COEFFICIENT DE DILATATION THERMIQUE TANGENTIEL (PENDE DE LA DROITE)	102
A.4 CORRECTION APPORTÉE À LA COURBE DE DILATANCE LORS D'UN ESSAI DE TYPE GEL POUR TENIR COMPTE DES DÉPLACEMENTS THERMIQUES	103
A.5 COURBE EFFORT-DÉPLACEMENT THERMIQUE D'UN ESSAI DE TYPE GEL APRÈS CORRECTION APPLIQUÉE AUX DÉPLACEMENTS TANGENTIELS	103

Liste des tableaux

TABLEAU 2.1 : CLASSIFICATION DES DÉTÉRIORATIONS LES PLUS FRÉQUENTES POUR LES BARRAGES EN BÉTON ([33])	15
TABLEAU 4.1 : MATÉRIAUX UTILISÉS LORS DES GÂCHÉES	41
TABLEAU 4.2 : RÉSULTATS DES GÂCHÉES	41
TABLEAU 5.1 : RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES CYLINDRES TÉMOINS DE BÉTON	58
TABLEAU 5.2 : RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES POUTRES TÉMOINS ET LEURS CUBES DE BÉTON	58
TABLEAU 5.3 : COMPARAISON ENTRE LES ESSAIS DE CARACTÉRISATION ET DE COMPRESSION SUR LES CYLINDRES DE BÉTON À TEMPÉRATURE AMBIANTE (20°C) ET APRÈS REFROIDISSEMENT DE PLUS DE DEUX JOURS (-40°C)	59
TABLEAU 5.4 : COMPARAISON ENTRE LES ESSAIS DE COMPRESSION SUR LES CUBES (ISSUS DES POUTRES TÉMOINS DE LA 4 ^e GÂCHÉE DE BÉTON) À TEMPÉRATURE AMBIANTE (20°C) ET APRÈS REFROIDISSEMENT DE MOINS DE DEUX JOURS (-40°C)	60
TABLEAU 5.5 : PARAMÈTRES OBTENUS À L'AIDE DU PROFILOMÈTRE LASER SUR LES ÉPROUVETTES DE LA SÉRIE GEL 20°C	61
TABLEAU 5.6 : PARAMÈTRES OBTENUS À L'AIDE DU PROFILOMÈTRE LASER SUR LES ÉPROUVETTES DE LA SÉRIE GEL -40°C	61
TABLEAU 5.7 : ÉVOLUTION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION DES CUBES EN FONCTION DE LA QUANTITÉ DE CYCLE DE GEL-DÉGEL QUE LEUR POUTRE TÉMOIN A SUBI	70
TABLEAU 5.8 : PARAMÈTRES OBTENUS À L'AIDE DU PROFILOMÈTRE LASER SUR LES ÉPROUVETTES DE TYPE GEL-DÉGEL DE LA SÉRIE INTACTE (GD0%)	72
TABLEAU 5.9 : PARAMÈTRES OBTENUS À L'AIDE DU PROFILOMÈTRE LASER SUR LES ÉPROUVETTES DE TYPE GEL-DÉGEL DE LA SÉRIE ENDOMMAGÉE À 90% (89 CYCLES) (GD90%)	73
TABLEAU 5.10 : PARAMÈTRES OBTENUS À L'AIDE DU PROFILOMÈTRE LASER SUR LES ÉPROUVETTES DE TYPE GEL-DÉGEL DE LA SÉRIE ENDOMMAGÉE À 80% (209 CYCLES) (GD80%)	74
TABLEAU 5.11 : PARAMÈTRES OBTENUS À L'AIDE DU PROFILOMÈTRE LASER SUR LES ÉPROUVETTES DE TYPE GEL-DÉGEL DE LA SÉRIE ENDOMMAGÉE À 70% (289 CYCLES) (GD70%)	75
TABLEAU 6.1 : TABLEAU COMPARATIF DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES MOYENNES OBTENUES LORS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL SUR L'INFLUENCE DU GEL SUR LES JOINTS DE COULÉES	85
TABLEAU 6.2 : TABLEAU COMPARATIF DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES MOYENNES OBTENUES LORS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL SUR L'INFLUENCE DES CYCLES DE GEL-DÉGEL SUR LES JOINTS DE COULÉES	88

1 Introduction

1.1 Mise en contexte

Les pluies abondantes qui ont causé les inondations dans la région du Saguenay-Lac-Saint-Jean (province de Québec) à l'été 1996 ont permis de mesurer l'ampleur des conséquences que la rupture d'un barrage d'envergure pourrait engendrer. Les centaines de millions de dollars en dommage matériel et les quelques décès occasionnés ont forcé le gouvernement du Québec à instituer une commission d'enquête¹ qui a recommandé l'établissement de mesures préventives dans la législation [1]. La loi sur la sécurité des barrages, telle qu'adoptée en 2002 puis amendée en 2006, se veut la réponse à ces recommandations et stipule que tout barrage à forte contenance doit faire l'objet d'un entretien régulier et d'une surveillance accrue afin de prévenir les conséquences d'une rupture. Par conséquent, Hydro-Québec, en tant que propriétaire de la grande majorité des grands barrages du Québec, s'est penché sur l'analyse de stabilité des barrages, dont les barrages-poids.

Les barrages-poids sont des ouvrages de retenue construits sur un cours d'eau afin de contrôler son débit ou de retenir une quantité d'eau destinée à la production d'hydroélectricité. Leur appellation réfère au fait que leur poids est un facteur prépondérant pour leur stabilité en ce qu'il doit générer une force de friction suffisante pour résister à la pression hydrostatique exercée par le cours d'eau sur leur parement amont et parer contre leur renversement (Figure 1.1).

Les barrages-poids conventionnels sont des ouvrages massifs en béton que l'on coule en plusieurs étapes, appelées coulées ou levées. Cette séquence est nécessaire à cause de la chaleur d'hydratation du béton engendrée par la réaction exothermique qui se produit lorsque le ciment réagit avec l'eau. Lorsqu'une coulée est trop épaisse, les surfaces exposées du béton frais à l'air ambiant refroidissent plus rapidement que l'intérieur de la coulée ce qui occasionne des contraintes thermiques différentielles qui causent la dégradation accélérée du béton [2,3]. Par conséquent, il est d'usage lors de la construction et de la conception d'établir une épaisseur maximale entre les coulées (entre 1,5 et 3 mètres) afin que le gradient de température ne soit pas critique. On met donc en place une première coulée puis on humidifie la surface supérieure de celle-ci pour s'assurer que cette surface ne s'assèche pas lors du mûrissement. Suite à ce mûrissement, on coule la levée sus-jacente sur cette surface durcie préalablement nettoyée². Puisque le béton est coulé sur une surface durcie, les granulats ne peuvent pas pénétrer dans la coulée inférieure et il en résulte que l'homogénéité du barrage est compromise. La surface entre

¹ La commission d'enquête Nicolet a vu défiler des intervenants de divers milieux afin de produire le *Rapport de la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages (Rapport Nicolet)* en janvier 1997.

² On utilise parfois un mortier entre les levées, car la vibration lors de la mise en place peut empêcher une quantité suffisante de ciment de se déposer sur la surface sous-jacente et ainsi empêcher une liaison adéquate entre les deux levées.

les deux coulées est appelée joint de coulée, joint de levée ou joint froid et constitue un plan de discontinuité dans le barrage, car elle n'a pas les mêmes propriétés mécaniques (résistance à la compression, à la tension et au cisaillement, module d'élasticité,...) [4]. La résistance en compression du béton d'un barrage est largement suffisante pour supporter son poids (même en présence de joints) alors que la résistance en tension des joints est principalement sollicitée dans les zones sismiques [5]. Par conséquent, la propriété la plus astreignante des joints de coulées au Québec (zone de relativement faible sismicité) n'est ni la résistance à la compression ni la résistance à la tension mais bien mais bien résistance au cisaillement : la capacité d'un joint à résister au glissement de la partie supérieure d'un joint sur sa partie sous-jacente. [6].

L'analyse de la stabilité d'un barrage-poids doit donc inclure l'évaluation du facteur de sécurité face au glissement du barrage le long d'une discontinuité. En d'autres mots, elle a pour but de s'assurer du respect du facteur de sécurité préalablement choisi par rapport aux conditions d'équilibre limite. Ce facteur de sécurité est défini comme étant le rapport de la somme des forces stabilisatrices d'une discontinuité sur la somme des forces motrices appliquées sur cette discontinuité et il est explicité à la sous-section 2.1. À la sous-section 2.5, les trois types de discontinuités présentes dans un barrage-poids sont décrits. Il s'agit des joints roc-roc, roc-béton et béton-béton (joints de coulée). La présente étude se concentrera sur la résistance au cisaillement des joints de coulée.

La résistance au cisaillement est l'unique force stabilisatrice contre le glissement des joints de coulée. Les principaux facteurs influençant la résistance au cisaillement d'un joint de coulée considéré imperméable³ sont la cohésion entre les deux coulées, la contrainte normale (due au poids du barrage) et la rugosité du joint. À la section 3, les différents modèles permettant d'évaluer la résistance au cisaillement sont exposés alors que la section 3.6 montre comment ces facteurs sont pris en considération à l'intérieur de ces modèles. D'autres facteurs entrent aussi en considération tel que le taux de dilatance et la résistance à la compression uniaxiale du matériau. Toutefois aucun de ces modèles ne tient compte de l'influence de la température. Celle-ci peut faire changer le volume du béton (sous-section 2.3.2) ou créer de la glace dans les joints saturés. De plus, il est très difficile de quantifier l'influence de la rugosité sur la résistance au cisaillement. Ce travail se penche sur ces deux problématiques : déterminer l'influence de la température et des autres paramètres sur la résistance au cisaillement des joints de coulées d'un barrage-poids.

³ Pour un matériau poreux, pour lequel la perméabilité n'est pas négligeable, les pressions hydrauliques générées par le poids de l'eau retenue doivent être soustraites à la contrainte normale car elles tendent à faire soulever la partie supérieure du joint.

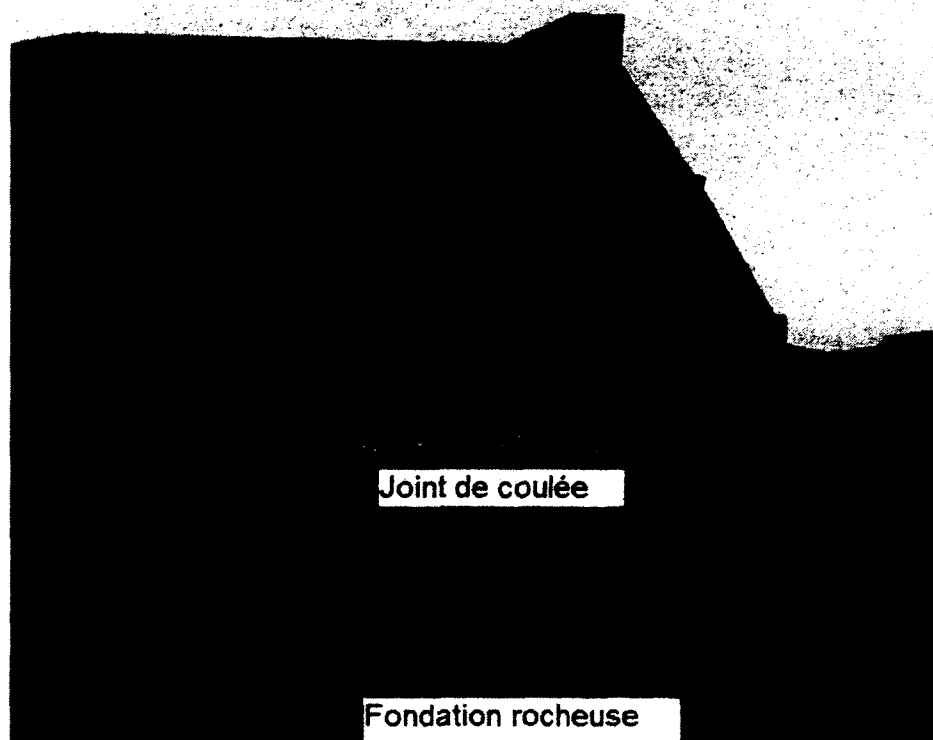


Figure 1.1 :Barrage-poids (modifiée d'après Wikipedia⁴)

1.2 Problématique et objectifs

L'estimation de la résistance au cisaillement d'un joint de coulée est complexe à cause de la difficulté de prélever un échantillon intact et de reproduire les conditions in situ lors des essais. Puisque les essais de cisaillements in situ sur blocs de grandes tailles sont onéreux et difficilement exécutables, il est d'usage d'effectuer le cisaillement sur des échantillons miniatures du joint de coulée prélevés par forage. Les échantillons du joint sont ensuite cisailés selon l'essai de cisaillement direct qui sera approfondi à la sous-section 4.5. Le processus tel qu'illustré à la Figure 1.2 revêt toutefois un caractère stochastique pour les raisons qui suivent. En premier lieu, lors du prélèvement du joint par forage, des contraintes dynamiques sont imposées à celui-ci. Il est donc difficile de déterminer si l'intégrité du joint a été préservée ou si le joint a été décohesionné en totalité ou en partie. En deuxième lieu, la rugosité du joint de la carotte de béton forée sera vraisemblablement différente selon l'emplacement du forage à cause des aléas des manipulations humaines lors de la mise en place du béton ou lors du traitement de surface du joints froid par jet d'eau ou jet de sable. De plus, la taille (sous-section 3.6.1) et la teneur en eau (sous-section 2.3.1) de l'échantillon, le taux de cisaillement (section 3.6.2.4) et l'interprétation des résultats, à l'aide des différents modèles (chapitre 3), sont des facteurs qui peuvent rendre les

⁴ <http://fr.wikipedia.org/wiki/Barrage>

résultats des essais de laboratoire aléatoires et peu représentatifs des conditions in situ. Néanmoins les essais de laboratoire sont privilégiés sur les essais in situ puisqu'ils sont plus économiques et permettent de faire varier les conditions lors des essais.

Par exemple, étant donné que les conditions climatiques du Québec peuvent varier largement selon les saisons (la variation de température selon les saisons peut être aussi élevée que 45°C comme il est stipulé au chapitre 2), les essais de laboratoire permettent de simuler les conditions climatiques extrêmes en faisant varier la température lors des essais mécaniques. Malheureusement, ces essais sont généralement effectués à température ambiante et le comportement des joints de coulée sous une contrainte de cisaillement reste nébuleux. Par conséquent, en effectuant des essais à différentes températures sur des joints identiques, on pourrait évaluer l'influence de la température sur les joints de coulées.

Bien que les propriétés mécaniques s'améliorent généralement à mesure que la température du béton diminue [7,8] et qu'une augmentation de la résistance au cisaillement devrait se produire à mesure que la température diminue, l'auteur estime que le comportement à la rupture des joints refroidis devrait être plus fragile et le déplacement à la rupture plus court. Puisque les essais de laboratoire sont effectués à température ambiante et que les conditions d'opération des barrages sont souvent beaucoup plus basses, il est donc important de trouver l'influence d'une baisse de température sur les valeurs obtenues en laboratoires.

De plus, les essais de laboratoire permettent de prévoir le comportement à long terme des joints de coulée. En faisant subir des cycles de gel-dégel à vitesse accélérée (dans un cabinet de gel-dégel destiné à cet effet), on peut prévoir le comportement des joints de coulée dans le temps, suite à des cycles de gel-dégel beaucoup plus lents dans la nature. En faisant varier le nombre de cycle de gel-dégel que l'on fait subir à des échantillons d'une population initialement identique, on pourrait évaluer l'influence des cycles de gel-dégel et le comportement des joints de coulée dans le temps.

L'hypothèse de départ est que les chocs thermiques devraient faire en sorte qu'initialement, à mesure que la rugosité des surfaces s'accroît par fissuration, la résistance au cisaillement devrait être proportionnelle au nombre de chocs thermiques subis. Par la suite, la résistance au cisaillement devrait diminuer à mesure que l'altération des échantillons brise les liaisons interarticulaires et occasionne de 'l'écaillage' et une baisse de la résistance.

Le présent mémoire comporte deux objectifs principaux : 1) la détermination de l'influence des basses températures et 2) l'influence de la dégradation suite à des cycles de gel-dégel sur la résistance des joints de coulées (la pertinence de ces objectifs sera expliquée aux sous-sections 1.2.1 et 1.2.2).

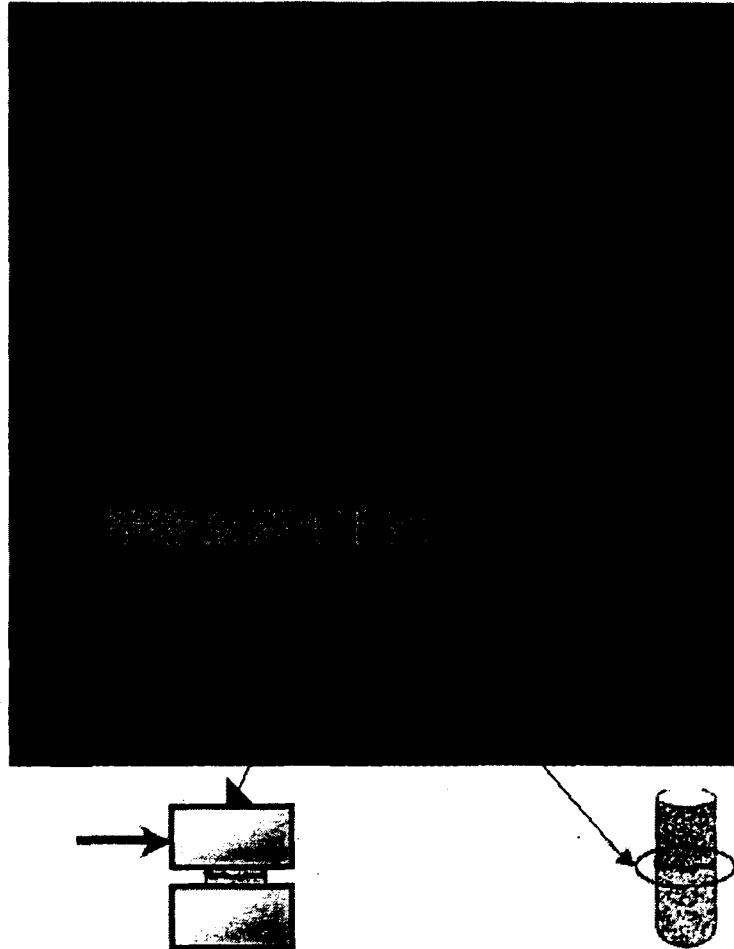


Figure 1.2 : Prélèvement d'un échantillon d'un joint de coulée par forage

1.2.1 Premier objectif : Influence de la basse température

Puisque la majorité des modèles permettant d'estimer la résistance au cisaillement le long d'une discontinuité appartiennent à la mécanique des roches et que les propriétés du béton et de la roche sont semblables, il est possible de faire un rapprochement entre les joints de coulées et les discontinuités rocheuses. Malheureusement, les recherches traitant de l'influence de la température sur les propriétés des roches ont été effectuées à très haute température comme les températures d'opération d'un réacteur nucléaire [9,10]. En ce qui concerne les barrages-poids des régions nordiques, les températures d'opération sont beaucoup plus basses, souvent en dessous du point de congélation de l'eau (du moins, sur la face avale) [11,12,13]. Bien qu'il existe des recherches sur l'effet des basses températures sur les bétons [7,14,8] et les roches [15,16], celles-ci ont été conduites sur des échantillons intacts dépourvus de discontinuités. À l'opposé, les recherches sur la résistance au cisaillement sur les discontinuités dans le béton (les joints de coulée de barrages par exemple) [5,6,17] ont été effectués à température ambiante.

Lors de cette étude, des reproductions de joints de coulées identiques ont été cisailées à différentes températures afin de bien cerner l'influence de la température sur la résistance au cisaillement des joints de coulées. Pour y parvenir, des modifications ont du être apportées au protocole expérimental employé pour cisailier des joints à température ambiante. Ces modifications, telles que décrites à la sous-section 4.5.4, ont permis d'effectuer les essais sur des échantillons refroidis.

1.2.2 Deuxième objectif : Étude de sensibilité (Influence des cycles de gel-dégel)

Tel que mentionné préalablement, les modèles permettant d'estimer la résistance au cisaillement d'une discontinuité ont été développés par la mécanique des roches [18,19,20,21,22,23,24]. Ironiquement, la majorité de ces modèles ont été développés d'après des expériences réalisées sur des joints de mortier ou de béton simulant des joints rocheux. Plusieurs de ces modèles comprennent des paramètres permettant de mieux caractériser la rugosité comme l'angle de friction interne, le coefficient de rugosité et différents paramètres statistiques. La littérature contient plusieurs articles rapportant des essais caractérisation de la rugosité des joints rocheux [19,23,25,26,27,28]. Dans la pratique, il est encore d'usage d'utiliser le critère le plus vieux, celui de Coulomb (section 3.1), pour évaluer la résistance au cisaillement des joints de coulées car ce dernier est bien établi et facile d'utilisation. Puisque ce modèle n'est pas aussi précis que les autres modèles (notamment dans son évaluation des paramètres de rugosité), l'application des modèles empruntés à la mécanique des roches est d'importance.

Lors de cette étude, les échantillons initialement identiques ont subi un nombre différent de cycles de gel/dégel afin qu'ils développent une rugosité et une résistance qui leurs sont propres et ultimement de connaître l'influence des cycles de gel-dégel sur la résistance au cisaillement des joints de coulée.

1.3 Organisation de l'étude

Afin de donner à l'esprit les prédispositions qui faciliteront sa compréhension du présent mémoire, il est important d'introduire les différents chapitres de celui-ci :

— Chapitre 2 : Notions générales. Dans ce chapitre, les forces agissant sur un barrage-poids sont énumérées, la résistance au cisaillement est définie, les facteurs influençant la résistance du béton ainsi que les différents types de discontinuités sont répertoriés.

— Chapitre 3 : Les critères de rupture. Plusieurs modèles permettant d'estimer la résistance au cisaillement des discontinuités sont explicités. Ces modèles permettent d'établir l'enveloppe de rupture.

Chapitre 1 Introduction

— Chapitre 4 : Méthodologie. Cette section traite du programme expérimental depuis la confection des échantillons jusqu'à l'essai de cisaillement simple en passant par la caractérisation du béton utilisé et par la procédure d'altération suite à des cycles de gel-dégel.

— Chapitre 5 : Interprétation des résultats. Les résultats obtenus grâce au programme expérimental sont dévoilés dans cette section et les influences de la température et des cycles de gel-dégel sont cernées.

— Chapitre 6 : Discussion et recommandations. Un retour sur les résultats obtenus et une liste d'amélioration à apporter au programme expérimental

2 Notions générales

2.1 Forces statiques agissant sur un barrage-poids

La conception d'un barrage-poids doit inclure une analyse de stabilité. En termes d'ingénierie et de sécurité, l'analyse et la stabilité tant statique que dynamique doit être démontrée. Toutefois, puisque les séismes sont rares ou d'amplitude modérée au Québec, l'analyse de stabilité dynamique est souvent moins critique que l'analyse de stabilité statique qui est régi par les lois de la statique. Celle-ci stipule que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces doivent être respectés. Les principales forces dans l'analyse de stabilité d'un barrage-poids sont illustrées à la Figure 2.1. Les forces u , SW (*self weight*) et WP (*water pressure*) font référence à la poussée due au poids de l'eau, au poids du barrage et à la pression hydraulique à la base du barrage respectivement. Ces forces sont dites « actives ». Les autres forces actives telles que la poussée des glaces au-dessus de l'eau et les forces dynamiques (telles les forces sismiques) de même que les forces dites « passives » ont été omises. Parmi les forces passives, la plus importante est la résistance au cisaillement d'une discontinuité (voir Figure 1.1). Il s'agit ni plus ni moins que la force de friction à l'interface d'une discontinuité s'opposant au mouvement horizontal de la partie supérieure de la discontinuité. Les modèles permettant d'évaluer la résistance au cisaillement d'une fondation rocheuse ainsi que les facteurs influençant celle-ci seront précisés au chapitre 3.

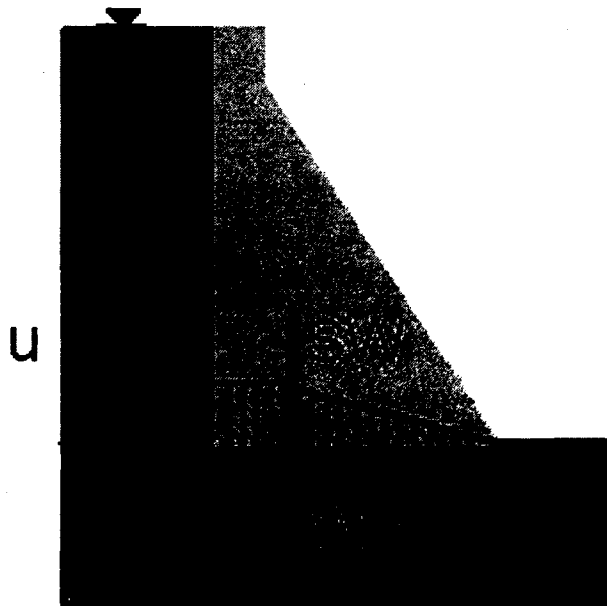


Figure 2.1: Forces actives agissant sur un barrage-poids

Le facteur de sécurité appliqué pour prévenir le renversement du barrage et s'assurer que l'équilibre des moments soit respecté est défini comme le rapport de la somme des moments stabilisateurs sur la somme des moments moteurs. Toutefois, étant donné la géométrie même d'un barrage-poids, l'équilibre des forces est beaucoup plus difficile à respecter⁵. Il s'agit donc de la condition la plus difficile à respecter lors de la conception. Le facteur de sécurité appliqué pour prévenir le glissement du barrage et s'assurer que l'équilibre des forces soit respecté a été introduit à la sous-section 1.1 comme étant le rapport de la résistance au cisaillement sur la somme des forces de poussées. Il est généralement le facteur pris en considération pour optimiser la conception d'un barrage-poids c'est-à-dire pour maximiser la capacité de l'ouvrage de retenue et minimiser les risques.

L'eau exerce une force horizontale sur le barrage (voir Figure 1.1 et Figure 2.1) et elle constitue la principale force de poussée. Puisque la rentabilité d'un barrage-poids est directement proportionnelle à la quantité d'eau que le barrage est capable de retenir, il est important de connaître la résistance au cisaillement le long des discontinuités d'un barrage, car celle-ci constitue la principale force s'opposant au mouvement. Afin de prédire les propriétés mécaniques et hydrauliques d'un joint, on doit connaître les propriétés du matériau intact. Par conséquent, il est important de rappeler certaines notions de résistance des matériaux.

2.2 Définition du cisaillement

Un corps bidimensionnel soumis à des forces peut être décomposé en rectangles infinitésimaux assujettis à deux types de contraintes par côté (une contrainte de cisaillement et une contrainte normale). Étant donné qu'un côté d'un élément est très petit, ces deux contraintes peuvent être représentées par un vecteur agissant au milieu de la face (en admettant que la variation soit nulle sur le côté). De plus, les lois de la statique stipulent que pour qu'un corps soit au repos, les contraintes agissant sur les côtés opposés doivent être égales et de sens opposés : c'est l'équilibre des forces. Il en résulte qu'au lieu d'avoir 2 contraintes agissant sur 4 côtés pour un total de 8 contraintes, on obtient seulement quatre contraintes qui peuvent être exprimées sous la forme matricielle par le tenseur des contraintes σ_{ij} de l'équation 2.1.

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_y \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

Il résulte que σ est une contrainte normale et τ est la contrainte tangentielle telle qu'illustrée à la Figure 2.2. Les éléments i) et ii) de cette figure sont les représentations graphiques du tenseur de contrainte.

⁵Le centre de gravité étant situé approximativement à la même hauteur que la force résultante des pressions hydrostatiques (u sur la Figure 1.1), il n'y a donc que très peu d'excentricité pour créer un moment moteur.

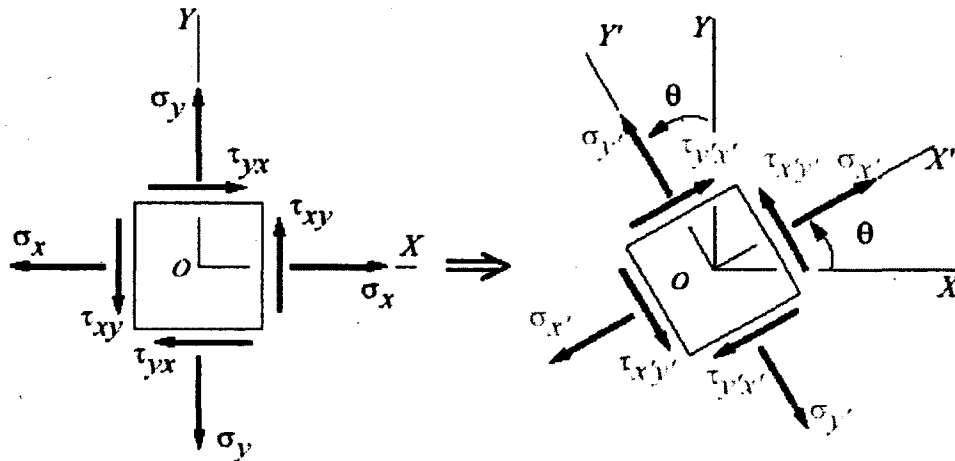


Figure 2.2: État de contrainte en un point

À gauche : état de contrainte sur un élément non-incliné. À droite : état de contrainte sur un élément incliné⁶.

Pour qu'un corps soit au repos, il faut que le tenseur de contrainte σ_{ij} de l'équation 2.1 soit symétrique. En effet, l'équilibre des moments autour de l'axe z (perpendiculaire au plan de l'élément illustré sur la figure 4) sera respecté si et seulement si les contraintes de cisaillement agissant sur des côtés perpendiculaires sont égales ($\tau_{yx} = \tau_{xy}$).

La sous-section 4.5 montrera que l'essai de cisaillement direct effectué par le Laboratoire de mécanique des roches et de géologie appliquée est un cisaillement essentiellement bidimensionnel. Nous nous limiterons donc à l'état de contrainte en deux dimensions.

2.3 Facteurs influençant la résistance du béton

Il existe plusieurs critères de rupture (Griffith 1924, McClintock-Walsh 1962, Hoek 1964, Fairhurst 1964,...) qui démontrent que la résistance à la compression uniaxiale, la résistance en tension et la résistance au cisaillement sont connexes [29]. Afin d'alléger le texte, le terme résistance fera référence à ces trois propriétés.

2.3.1 Influence de la teneur en eau, de la porosité et de l'humidité relative

Afin de bien comprendre l'influence de la teneur en eau et de la porosité dans les bétons, il convient d'étudier les différentes formes ou phases que l'eau revêt dans le béton, car l'eau a une influence prépondérante sur les propriétés physico-mécaniques dans les matériaux poreux. Une fois que le béton est durci et que son hydratation est presque complétée (après

⁶ http://www.efunda.com/formulae/solid_mechanics/mat_mechanics/images/StressTransform.gif

approximativement 28 jours de mûrissement), on retrouve l'eau principalement sous les trois phases suivantes :

— L'eau adsorbée : L'eau adsorbée est liée par des forces de Van der Waal : la liaison entre la molécule dipolaire de l'eau et les particules solides chargées électrostatiquement (donc en partie instables) du à des imperfections dans leur réseau cristallin. Puisque l'eau adsorbée se forme à la surface des solides, elle est la forme d'eau prédominante dans les petits pores du béton, car ceux-ci ont une surface spécifique, définie comme le rapport de l'aire de la surface solide formant le pore sur le volume de celui-ci, très élevée. Cette forme d'eau est difficilement mobilisable et est plus dense que l'eau capillaire.

— L'eau capillaire : L'eau capillaire se forme dans des pores plus gros appelés pores capillaires. Elle est retenue dans les pores par la tension de surface ou tension capillaire : alors qu'au milieu d'une masse d'eau, les liaisons hydrogènes ne sont pas directionnelles, à la surface les molécules d'eau sont attirées vers l'intérieur. Il en résulte qui se forme à la surface du fluide interstitiel un ménisque dont le rayon est inversement proportionnel à la dimension du pore (Figure 2.3). La tension de surface est directement proportionnelle au rayon du ménisque. À mesure que l'humidité relative croit, la tension de surface diminue (le rayon du ménisque aussi) et l'eau capillaire devient libre.

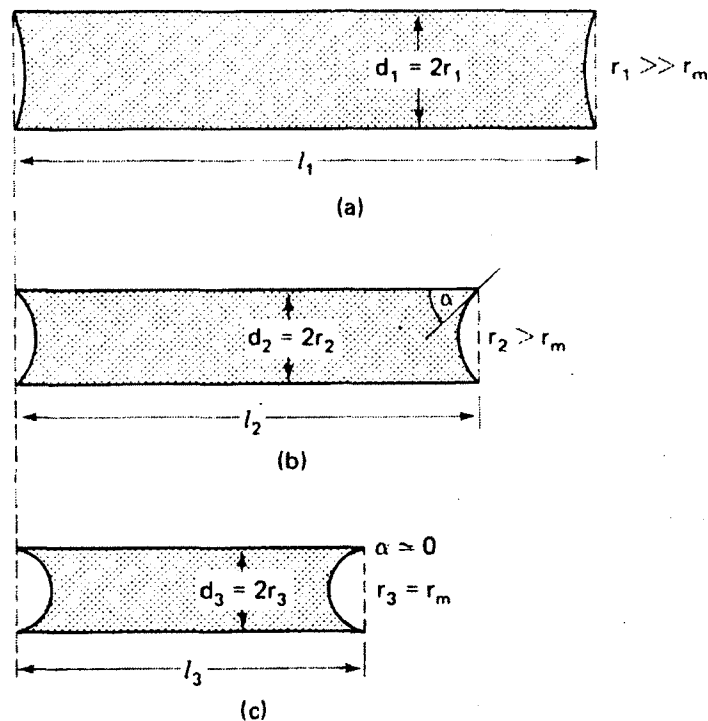


Figure 2.3 Tubes capillaires [30]

— L'eau absorbée : Elle constitue l'eau emmagasinée lors de la submersion du béton, mais aussi l'eau capillaire devenue liquide par l'augmentation de l'humidité relative. Il s'agit de l'eau mobilisable par l'application d'un gradient hydraulique.

L'eau adsorbée et l'eau capillaire augmentent l'adhérence entre les particules solides du béton au moyen des forces de Van der Waal et à la tension de surface du fluide interstitielle respectivement. Ces forces à l'intérieur des pores accroissent la résistance du béton en fournissant un effort de contraction. Par conséquent, la résistance d'un béton initialement totalelement sec s'accroît à mesure que la teneur en eau augmente et que l'eau est absorbée, car la tension de surface accroît la cohésion entre les particules. Par la suite, à mesure que l'eau adsorbée devient eau capillaire puis absorbée, le béton s'affaiblit, car la tension de surface, donc l'effort de contraction sur les parois des pores, diminue. Par conséquent, un béton sec sera plus faible qu'un béton légèrement humide, mais un béton saturé sera plus faible qu'un béton sec. En effet, le passage de l'état sec à l'état saturé s'accompagne d'une diminution de l'ordre de 20 % à 40 % de sa résistance à la compression uniaxiale [31]. L'eau affecte donc les propriétés physiques du béton en augmentant ou diminuant l'énergie libre de surface dans les pores.

Similairement, il existe deux types de pores (on néglige généralement les pores des granulats, car leur proportion est négligeable par rapport aux deux autres types [2]) tels qu'illustrés sur la Figure 2.4.

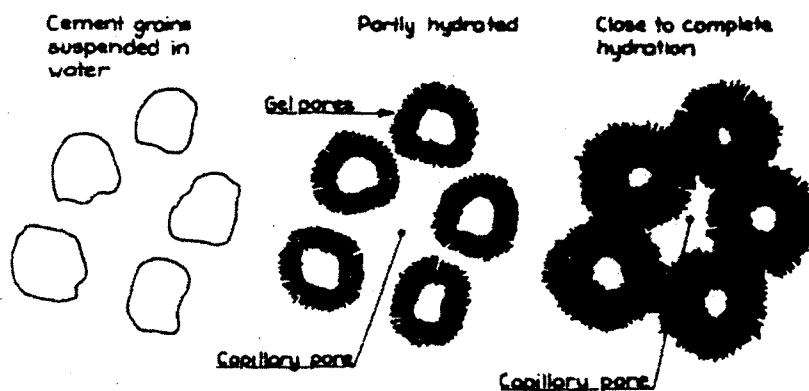


Figure 2.4 : Représentation schématique de l'évolution des deux types de pores lors de l'hydratation du ciment([2])

Les pores de gel : Ce sont les pores contenus dans les hydrates se développant autour des grains de ciments non hydratés. Ces hydrates forment un gel qui contient une multitude de pores très petits (de l'ordre de 15 à 20Å) remplis d'eau adsorbée difficilement mobilisable. Par conséquent, bien que ces pores communiquent entre eux, la perméabilité du gel est très faible.

Les pores capillaires : Ce sont les vides entre les grains de ciments qui ne sont pas remplis de gel. Leur taille peut varier, mais ils ont une dimension nominale d'approximativement 0,1 µm. Ces

pores capillaires contribuent largement à la perméabilité du béton car l'eau y est plus facilement mobilisable.

L'ajout d'agents entraîneurs d'air lors du malaxage accroît la porosité du béton, mais diminue sa résistance lorsque les autres facteurs ne varient pas [32]. Ils augmentent aussi la maniabilité du béton ce qui permet de diminuer le rapport eau/ciment et l'effet négatif de la porosité sur la résistance en compression est ainsi contrebalancé.

2.3.2 Influence de la température

La variation de la température externe est la deuxième cause en importance de la détérioration des barrages-poids (

Tableau 2.1) selon une étude statistique réalisée par la société ICOLD [33]. Cette variation de la température extérieure se propage dans le béton et occasionne des déformations thermiques. L'équation qui régit ce phénomène est la suivante :

$$\varepsilon_{thermique} = \alpha \Delta T \quad (2.2)$$

Où $\varepsilon_{thermique}$ est la déformation thermique (mm/mm), ΔT la variation de température (°C) et α le coefficient de dilatation thermique (mm/mm/°C).

Pour un béton non saturé, lorsque la variation de température n'est pas critique, ces déformations thermiques sont accommodées par la porosité du béton et la microfissuration existante. Lorsque les déformations thermiques induisent des contraintes qui excèdent la résistance à la tension du béton, il y a fissuration ce qui occasionne une diminution de sa résistance. Avant ce seuil de variation de température, la résistance du béton est généralement proportionnelle à sa densité (un matériau dense est généralement plus résistant que matériau lâche) et inversement proportionnelle à la température. En d'autres mots, lorsqu'une diminution de la température se produit, le béton sec se densifie et il y a une augmentation de la résistance. A contrario, lorsque la température augmente, le béton sec se dilate et la résistance diminue.

La présence d'eau dans les pores vient empirer la situation. À mesure que la température augmente, l'eau dans les pores se dilate et génère des pressions interstitielles ce qui diminue la force des contacts interarticulaires à l'intérieur d'un matériau poreux appelé contrainte effective [34,35]. Par conséquent, la résistance d'un béton humide décroît plus rapidement qu'un béton sec à mesure que la température augmente. À l'opposé, à mesure que la température diminue, la résistance du béton humide augmente plus rapidement que le béton sec [12,14]. Le phénomène qui est attribuable à la formation progressive de la glace dans les pores à mesure que la température diminue (ce phénomène sera explicité à la section 2.4) et au durcissement de celle-ci à mesure que la température diminue. En effet, puisque l'eau dans les pores de gel a une tension de surface plus élevée que celle dans les pores capillaires plus gros, elle est plus stable thermodynamiquement. Par conséquent, la température de congélation de l'eau est en quelque sorte inversement proportionnelle à la taille du pore qui la contient.

Nonobstant l'état de saturation, la variation de la température extérieure peut occasionner des dommages importants sur les barrages-poids puisque cette variation peut être aussi élevée que 70°C entre l'hiver et l'été des régions nordiques du Canada[11] ce qui engendre des déformations thermiques critiques (équation 2.2). Cette variation n'est pas transférée intégralement au béton, car le transfert de chaleur est régi par les phénomènes de convection et de conduction. Toutefois, une analyse numérique [11] a démontré que la fissuration du béton est probable jusqu'à une profondeur de 1m à partir des surfaces exposées puisque la variation de température annuelle y est supérieure à 20°C. En effet, la limite de la valeur des déformations de tension (au-delà de laquelle il y a fissuration) est évaluée à 200×10^{-6} mm/mm ce qui correspond à une variation de température de 20°C seulement [36]. Ces fissures deviennent ensuite un chemin préférentiel pour les infiltrations d'eau ce qui favorise la détérioration par chocs thermiques (sous-section 2.4).

2.3.3 Influence du rapport eau-ciment

Puisque la résistance d'un matériau dépend des forces interarticulaires, il est donc logique que la résistance soit inversement proportionnelle au rapport de la masse d'eau sur la masse de ciment : plus ce rapport est élevé plus il y aura d'eau dans le béton et moins celui-ci sera résistant. De plus, un mélange plus riche en ciment est généralement plus résistant qu'un mélange plus pauvre. En d'autres mots, pour une quantité de granulats fixe, la résistance d'un béton augmente en diminuant la quantité d'eau ou en augmentant la quantité de ciment d'un mélange.

2.3.4 Autres facteurs d'influence sur la résistance

Puisque les granulats occupent la majorité du volume du béton (60 à 80% du volume), il n'est pas surprenant que ceux-ci influencent grandement la résistance. Toutefois, ce sont généralement les granulats grossiers ($\Phi > 2.5$ mm) qui sont prépondérants [32]. Plus les gros granulats sont rugueux et anguleux, plus le béton sera résistant, car on augmente ainsi l'adhérence de l'interface entre le granulats et la pâte de ciment. De plus, pour un rapport eau/ciment donné, la résistance est souvent inversement proportionnelle à la taille maximale des gros granulats, [32] car les plans de faiblesses qui se forment à l'interface de la pâte de ciment et des granulats sont plus importants.

2.4 Cycles de gel-dégel [3]

La détérioration des barrages en béton est attribuable principalement aux chocs thermiques occasionnés par des cycles de gel-dégel. Ces cycles de gel-dégel sont définis comme des cycles de variation de la température entre une température fixée sous le point de congélation et une autre située au-dessus du point de fusion (au cours des présentes recherches la température variait entre -20°C et 9°C) pour chaque cycle. D'après l'étude statistique menée par la société ICOLD [33], 19% des cas de détérioration des barrages dans le monde sont occasionnés par les variations thermiques (

Tableau 2.1). Cette détérioration peut se manifester de deux façons.

Tableau 2.1 : Classification des détériorations les plus fréquentes pour les barrages en béton ([33])

Classification des détériorations		Pourcentage du barrage affecté
1.	Résistance au gel-dégel	19
2.	Variation de la température extérieure	9
3.	Perméabilité	9
4.	Réaction entre composantes du béton et milieu extérieur (dissolution de la chaux)	8
5.	Bétonnage	7
6.	Fuite (fondation)	6
7.	Variation de la température due à la chaleur d'hydratation	6
8.	Réaction des composantes du béton (Alcali-granulat)	6
9.	Joints structuraux	5
10.	Sous-pression	5
11.	Érosion interne	5
12.	Déformations et tassements	3
13.	Contraintes de traction	3
14.	Rideaux d'injection et autre dispositifs d'étanchéité	2
15.	Système de drainage	2
16.	Nettoyage des drains	2

2.4.1 Principaux types de détérioration dus aux cycles de gel-dégel

Les deux principaux types de détériorations sont l'écaillage de surface et la fissuration interne. L'écaillage de surface, comme son nom l'indique, affecte les surfaces exposées aux intempéries. Ce type de détérioration est le plus fréquent, car les chocs thermiques sont évidemment plus sévères près des surfaces qu'à l'intérieur de la masse de béton. L'écaillage est également très présent lorsqu'on a recours aux sels de déglacage sur des infrastructures gelées. En effet, ces sels créent une concentration en électrolytes plus élevée à la surface de ces infrastructures et donc un gradient de concentration. Ce gradient de concentration crée à son tour des pressions osmotiques qui tendent à soulever le béton de surface (sous-section 2.4.2). Heureusement, l'écaillage est moins critique que la fissuration interne puisqu'il n'affecte que la partie superficielle du béton par le décollement progressif d'écaillés à la surface du béton.

La fissuration interne du béton est beaucoup plus critique puisqu'elle affecte l'intégralité de la masse de béton. Elle se manifeste par la microfissuration de la masse entière du béton ce qui réduit la résistance du béton et augmente sa perméabilité.

L'élément essentiel pour déclencher ces deux mécanismes de destruction est l'eau. En effet, un béton sec ne subira qu'une légère fissuration (dû aux déformations thermiques telles que

mentionnées à la sous-section 2.3.2). Après les cycles de gel-dégel subséquents, il n'y aura pas plus de fissuration car les déformations thermiques seront 'absorbées' par la fissuration. Pour un béton sec, la détérioration ne dépend que de l'amplitude des cycles de gel-dégel. À l'opposé, la détérioration d'un béton humide est dégénérative puisqu'elle dépend de la quantité de cycles de gel-dégel, et de l'amplitude de ceux-ci (en plus du degré de saturation). En effet lors du dégel, l'eau peut s'infiltrer dans les microfissures et les ouvrir davantage lors de sa congélation. Pour bien comprendre le phénomène, il est important d'introduire le processus que subit un béton humide lors des cycles de gel-dégel.

2.4.2 Théorie des pressions osmotiques

La théorie qui explique le mieux le comportement du béton lors de sa congélation⁷ est vraisemblablement le modèle des pressions osmotiques formulé par Powers et Helmuth [37]. Tel que mentionné à la sous-section 2.3.2, l'eau se solidifie progressivement dans un milieu poreux. La glace se forme initialement dans les pores plus gros (tel que les capillaires) puisque l'eau y est moins stable thermodynamiquement [14]. L'eau n'y gèle toutefois pas à 0°C puisque l'eau dans les pores du béton contient des ions alcalins (notamment Na⁺, K⁺): le point de congélation du fluide interstitiel est donc inférieur à celui de l'eau pure. À mesure que la glace se forme au cœur des plus gros pores, la concentration électrolytique du fluide non gelé augmente en périphérie de l'eau gelée (son point de congélation s'éloigne encore plus du 0°C). Par conséquent, il s'installe un gradient de concentration entre le fluide interstitiel non gelé des pores capillaires, qui n'a pas encore gelé dû à sa concentration plus élevée en ions alcalins, et celui moins concentré des pores de gel, qui n'a pas encore gelé dû à sa stabilité thermodynamique. Il y a donc migration du fluide interstitiel des pores de gel vers les pores capillaires sous l'effet de ce gradient de concentration (voir Figure 2.5). C'est le principe de l'osmose : *le phénomène selon lequel la concentration de deux fluides différents tend à s'équilibrer.*

La pression osmotique est définie comme étant *la pression nécessaire pour empêcher la migration du solvant d'une solution moins concentrée vers une solution plus concentrée.* Dans le béton, la pression osmotique est proportionnelle à la distance que le solvant des petits pores doit parcourir pour équilibrer la concentration en soluté des pores plus gros. Lorsque cette distance, L sur la Figure 2.5, est trop grande, la pression osmotique devient supérieure à la résistance à la tension du béton ce qui cause la fissuration. L'ajout d'air entraîné a pour effet de réduire la distance à parcourir.

Parallèlement, le degré de saturation du béton joue un rôle prépondérant dans la durabilité du béton. Il est défini comme le rapport du volume d'eau sur le volume d'air total.

$$Sr(\%) = \frac{V_w}{V_A} \quad (2.1)$$

⁷ La pâte de ciment saturée se dilate lorsqu'elle ne contient pas d'air entraîné alors qu'elle se contracte lorsqu'elle en contient. Ceci est attribuable à la dilatation de l'eau lors de sa congélation et à la formation de la glace à l'intérieur des bulles d'air (hors du corps poreux)

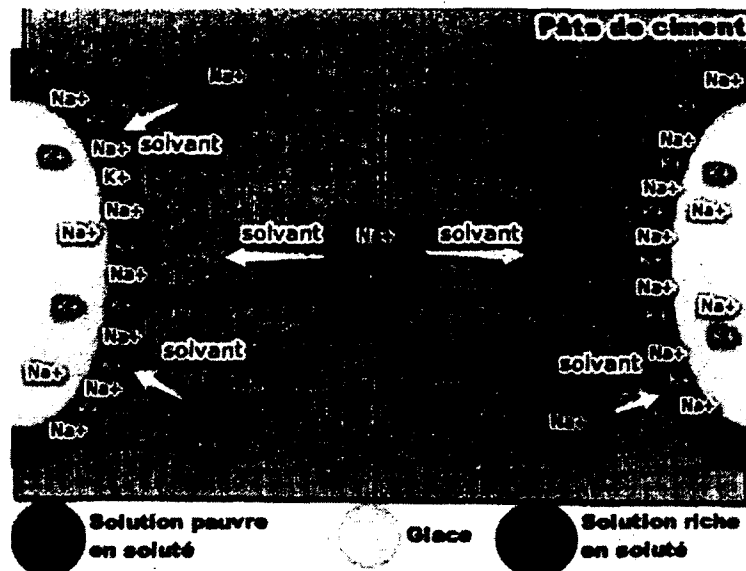


Figure 2.5 : Modèle osmotique de Powers (modifié d'après [3])

À mesure que la glace se forme dans les pores capillaires, elle se dilate⁸ et expulse l'eau excédentaire ce qui peut générer de la fissuration de deux façons : en générant des pressions hydrauliques et en augmentant les pressions osmotiques. Les pressions hydrauliques sont générées par l'expulsion de l'eau des pores et, pareillement aux pressions osmotiques, elles sont proportionnelles à la distance que l'eau expulsée doit parcourir pour atteindre un volume d'air pouvant l'accueillir. Les pressions osmotiques, quant à elles, sont augmentées par le remplissage des pores car le trajet à parcourir pour équilibrer les concentrations augmente (puisque'il y a moins de bulles d'air disponibles, la distance entre celles-ci augmente forcément).

Étant donné que l'écaillage et la fissuration interne altèrent significativement le béton, il est important de pouvoir mesurer les conséquences de ces détériorations. Afin de mesurer les propriétés mécaniques du béton endommagé, on a recours à des méthodes dites destructives et non-destructives.

2.4.3 Évaluation de la détérioration du béton à l'aide des ondes primaires [38]

Les méthodes dites non destructives sont généralement préconisées au détriment des méthodes destructives lors de la caractérisation de l'endommagement par cycles de gel-dégel. Celles-ci permettent d'évaluer l'état de la dégradation rapidement sans avoir recours à de coûteux forages qui viennent menacer l'intégrité des structures existantes. En effet, les méthodes destructives telles que l'essai de compression simple nécessitent le prélèvement d'échantillons par forage ce qui modifie l'intégrité de l'ouvrage en béton. À l'opposé, la vitesse de propagation des ondes P

⁸ Le volume de l'eau augmente de 9% lors de sa congélation.

(P-wave velocity) permet d'évaluer l'endommagement suite à des cycles de gel-dégel rapidement et sans endommager la structure.

Les ondes P (où P signifie primaire) sont des ondes sismiques élastiques (les déformations qu'elles génèrent sont réversibles) qui se propagent longitudinalement (dans le sens de l'impact) dans un milieu sans l'endommager. Puisque les particules élémentaires qu'elles déplacent tendent à comprimer élastiquement le béton dans lequel elles se propagent, on les appelle aussi des ondes de compression. Les ondes de compression sont souvent utilisées pour déterminer le degré d'altération du béton soumis à des cycles de gel-dégel puisqu'à mesure que le béton se détériore, la vitesse de propagation de ces ondes diminue. En effet, à mesure que la fissuration due aux cycles de gel-dégel s'accroît, la porosité supplémentaire développée absorbe l'onde et ralentit sa progression. Par conséquent, dans un milieu fissuré tel que le béton ou le granite, la vitesse de propagation des ondes primaires diminue à mesure que les cycles de gel-dégel augmentent (Cf. Figure 2.6).

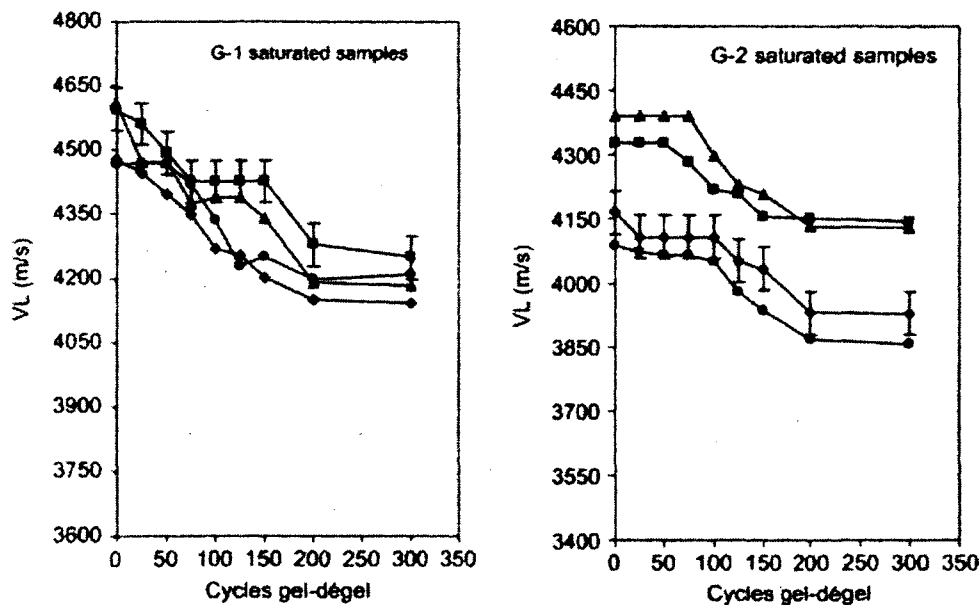


Figure 2.6 : Variation de la vitesse de propagation de l'onde P (P-wave) dans un granit saturé en fonction du nombre de cycles de variation de la température entre -20°C et 20°C ([39])

La vitesse de propagation de l'onde P est donc la propriété privilégiée pour évaluer la fissuration interne [3,39]. La section 4.3.1 couvrira les méthodes utilisées en laboratoire lors du programme expérimental pour prédire le comportement et la durabilité des bétons soumis à des contraintes thermomécaniques lors des cycles de gel-dégel.

2.5 Les discontinuités

Lors de l'évaluation de la sécurité d'un barrage-poids, il existe trois types de discontinuités que l'on doit considérer : roc-roc, roc-béton et béton-béton. Les discontinuités roc-roc comprennent les failles, les joints, les diaclases, les intrusions et autres structures géologiques planaires situées sous le barrage. Les joints et les failles sont d'un intérêt particulier, car ils diminuent généralement davantage la résistance au cisaillement d'un massif rocheux que les autres discontinuités puisque l'espace entre les parois d'un joint ou d'une faille peut être comblé par un matériau de résistance au cisaillement moindre tel que du roc broyé ou par de l'argile. De plus, les parois peuvent être altérées avec des minéraux tels que le talc, la chlorite ou l'épidote ce qui les rend moins rugueux ou, du moins, moins résistants. Ces parois permettent aussi la circulation d'eau qui, soit en créant des pressions osmotiques soit en lubrifiant les parois, contribue à la réduction de la résistance au cisaillement.

Les joints roc-béton se retrouvent au contact du barrage et de sa fondation rocheuse. Les facteurs influençant la résistance au cisaillement sont pratiquement les mêmes que les joints roc-roc. Afin d'atténuer l'impact de ces facteurs réducteurs, on inclut, pendant la construction, une étape appelée traitement de fondation qui consiste à nettoyer la surface rocheuse afin de la rendre la plus rugueuse possible.

Les discontinuités béton-béton, telles qu'introduites à la section 1.1, se retrouvent aux joints de coulées. Ces discontinuités sont des plans de faiblesse pour deux raisons. Premièrement, puisque la levée supérieure est coulée sur la surface partiellement ou totalement durcie de la levée précédente, la liaison entre les deux levées est imparfaite puisque les granulats de la levée sus-jacente ne peuvent pas pénétrer dans la levée sous-jacente [5]. Deuxièmement, lors des coulées, on est obligé de vibrer le béton pour le mettre en place ce qui occasionne de la ségrégation et du ressuage. Le ressuage se manifeste lors de la vibration alors qu'un mélange d'eau, de ciment et de particules fines remonte à la surface de la levée sous-jacente formant ainsi une surface blanchâtre de faible résistance. La ségrégation quant à elle se manifeste lors de la coulée sus-jacente alors qu'une quantité excessive de granulats se dépose à l'interface du joint de coulée empêchant ainsi une quantité de ciment suffisante d'assurer une cohésion adéquate. On peut limiter les effets du ressuage en traitant la surface durcie de la coulée sous-jacente avec un jet de sable ou un jet d'eau. On peut également appliquer un mortier contenant de gros granulats, car cette mixture riche en ciment augmente la cohésion entre les deux levées limitant du même coup les effets de la ségrégation [6].

Les présentes recherches se concentrent sur les joints béton-béton car ceux-ci sont les plus sévèrement touchés par les effets climatiques.

3 Critères de stabilité

Les différents modèles mathématiques permettant de tracer l'enveloppe de rupture seront présentés dans cette section. Pour faciliter la compréhension, la Figure 3.1 introduit le concept d'enveloppe de rupture d'un échantillon selon le critère linéaire de Mohr-Coulomb qui sera développé plus en détail à la section 3.1. Sur cette figure, c , ϕ , τ et σ_N désignent, respectivement, la cohésion, l'angle de friction interne (qui dépend de la rugosité du joint), la contrainte tangentielle et la contrainte normale appliquée sur le joint.

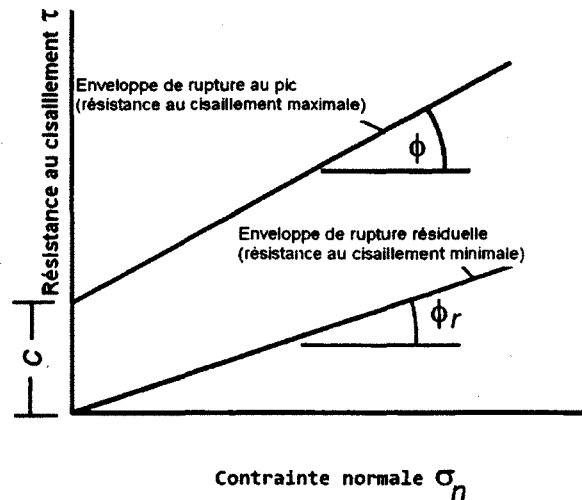


Figure 3.1: Enveloppes de rupture au pic et résiduelle (Mohr-Coulomb) [40]

L'enveloppe de rupture, présentée sur la Figure 3.1, est donc la droite de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale à la rupture. En d'autres mots, il s'agit de l'état de contrainte à la rupture. Il existe deux types d'enveloppes : l'enveloppe au pic est la courbe de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la contrainte normale alors que l'enveloppe résiduelle est la courbe de la résistance au cisaillement résiduelle en fonction de la contrainte normale. La résistance au cisaillement au pic est la contrainte tangentielle maximale que peut soutenir un échantillon pour une contrainte normale donnée alors que la résistance résiduelle est égale à la force tangentielle nécessaire pour occasionner un déplacement tangentiel à vitesse constante de l'échantillon après le pic. La Figure 3.2 illustre la différence entre les deux :

Les deux valeurs (au pic et résiduelle) sont obtenues pour une contrainte normale donnée et correspondent à un seul point de leurs droites respectives sur la Figure 3.1 (voir aussi la Figure 4.12).

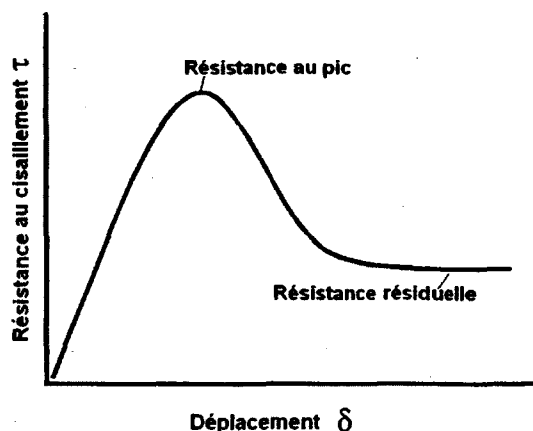


Figure 3.2: Courbe de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement [40]

Puisqu'un barrage-poids est anisotrope en raison de la présence de joints de coulées, ces discontinuités constituent des plans de faiblesse qui dictent l'état de stabilité du barrage. Il est donc important d'énumérer les différents critères de stabilité reliant les contraintes de cisaillement aux contraintes normales au plan d'une discontinuité donnée.

3.1 Le critère de Coulomb

Parmi les critères de rupture employés en mécanique des roches, le critère de rupture de Coulomb est le plus ancien et encore aujourd'hui le plus utilisé pour établir la résistance au cisaillement des joints de coulée à cause de sa simplicité. Selon ce critère, la résistance au cisaillement est définie de la façon suivante :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (3.1)$$

τ étant la résistance au cisaillement (la force tangentielle maximale que peut supporter un matériau), σ la contrainte normale au plan de cisaillement, c la cohésion et φ l'angle de friction interne (l'angle de friction interne se veut une mesure de la capacité d'un matériau à soutenir une contrainte de cisaillement).

Puisqu'il existe deux enveloppes de rupture, celle au pic et celle résiduelle, il existe aussi deux angles de friction interne φ_{pic} et $\varphi_{\text{résiduel}}$. Et le critère de Coulomb peut donc revêtir deux formes distinctes : l'enveloppe résiduelle passe par l'origine puisqu'à grands déplacements, la cohésion de la discontinuité s'opposant à la séparation du matériau est nulle telle qu'illustrée à la Figure 3.1. En effet, à mesure que le déplacement augmente, les deux parties constitutives d'un joint (supérieure et inférieure) se séparent alors qu'elles étaient initialement liées l'une à l'autre. L'équation de l'enveloppe résiduelle est donc :

$$\tau = \sigma \tan \varphi_{\text{résiduel}} \quad (3.2)$$

Alors que l'équation de l'enveloppe de rupture au pic est :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi_{\text{pic}} \quad (3.3)$$

Malheureusement, l'enveloppe de rupture au pic, tel qu'illustrée sur la Figure 3.3, est généralement courbe pour de faibles contraintes normales alors que l'équation 3.3 est une équation linéaire. Par conséquent, l'équation 3.3 est donc plus ou moins adéquate pour estimer la résistance au pic sous de faibles contraintes normales. Par conséquent, le critère de Patton, qui sera introduit à la section 3.2, est plus précis à faibles contraintes normales. Néanmoins, lorsque les contraintes normales sont élevées et que l'enveloppe reprend la forme d'une droite, l'équation 3.3 devient applicable (le domaine d'inapplicabilité varie en fonction de la résistance en compression du joint et de la rugosité de celui-ci [41]). L'enveloppe de rupture résiduelle étant plutôt bien approximée par l'équation 3.2, les sections subséquentes du présent chapitre traiteront de l'enveloppe de rupture au pic.

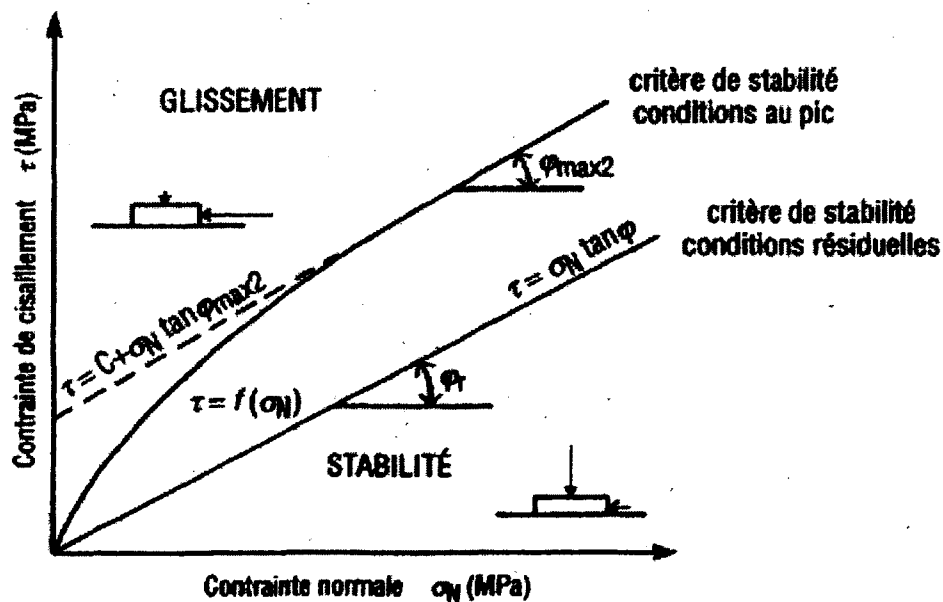


Figure 3.3: Approximation de la résistance au cisaillement par le critère de Coulomb([41])

3.2 Le critère de Patton [24]

Le critère de Patton se différencie de celui de Coulomb par l'incorporation de l'angle de dilatance i défini comme étant l'angle d'ondulation causé par la rugosité et par une cohésion toujours nulle. Puisque dans des conditions résiduelles les aspérités constituant les ondulations de la rugosité sont cisailées en partie ou en totalité, ce critère n'est donc applicable que pour estimer la résistance au cisaillement maximale (au pic). La Figure 3.4 illustre l'apport de l'angle de dilatance i le long d'un plan de cisaillement rugueux.

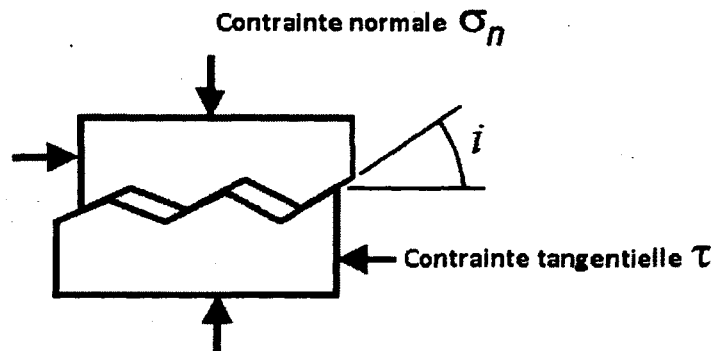


Figure 3.4: Bloc élémentaire d'une discontinuité (Ondulation en dent de scie) [40]

Pour que l'élément soit stable, juste avant la rupture, l'équilibre des forces normales et tangentielles doit être respecté ce qui, après simplification, devient l'équation 3.4 :

$$\tau = \sigma_N \tan(\varphi_{\max} + i) \quad (3.4)$$

Le critère de Patton (Éq. 3.4) décrit toutefois mal la relation entre la contrainte de cisaillement et la contrainte normale lorsque cette dernière est élevée. En effet, lorsque la contrainte normale augmente, certaines aspérités se brisent et l'apport de la dilatance diminue : le critère de Coulomb devient dès lors plus précis [41]. De plus, lorsque la contrainte normale est élevée, on dénote une sorte de « cohésion apparente » (il s'agit de l'ordonnée à l'origine d'une courbe τ vs σ) dans l'enveloppe de rupture et ce, même pour des joints non liés. Par conséquent, certains conjuguent les deux critères pour mieux définir les conditions à la rupture : il s'agit du critère bilinéaire Patton-Coulomb. Lorsque d'importants déplacements ont eu lieu et lorsque les aspérités ont été brisées, l'enveloppe résiduelle est assez bien définie par l'équation 3.2.

3.3 Le critère bilinéaire Patton-Coulomb [24]

Tel que mentionné à la section précédente, à mesure que la contrainte normale σ_N augmente, la valeur apparente de l'angle de dilatance s'amenuise alors qu'elle est non négligeable lorsque les

contraintes normales sont faibles. En effet, lorsque cette contrainte est élevée, les ondulations ou aspérités d'une discontinuité sont brisées ou cisailées. En d'autres mots, au lieu qu'un joint rocheux se dilate durant le cisaillement, les « dents de scie » de la Figure 3.4 sont brisées et le déplacement durant le cisaillement demeure essentiellement tangentiel à la surface du joint.

Étant donnée la forme courbe de l'enveloppe au pic (Figure 3.3), le critère bilinéaire Patton-Coulomb représente mieux les conditions à la rupture, du moins dans les conditions au pic. La Figure 3.5 illustre ce critère de stabilité [24,41].

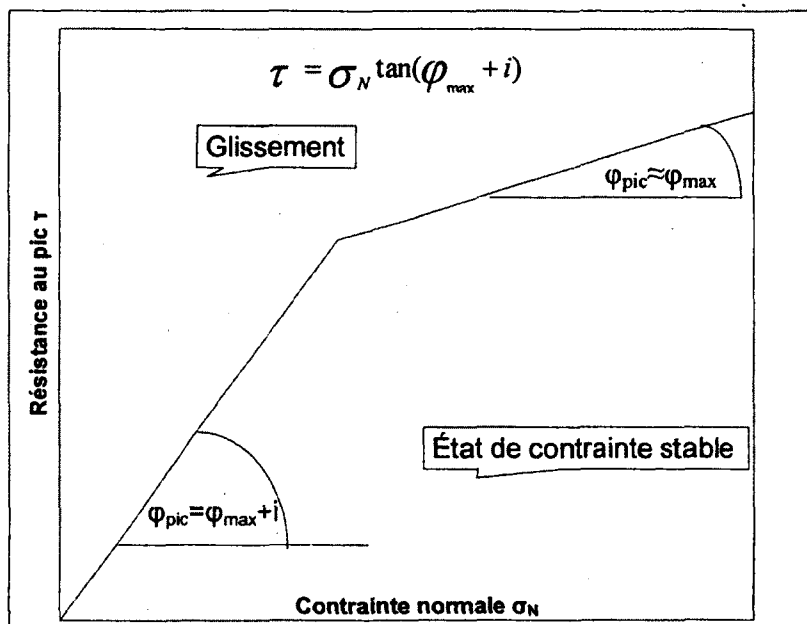


Figure 3.5: Enveloppe de rupture bilinéaire Patton-Coulomb

Lorsque l'état des contraintes est situé au-dessus de la droite, la discontinuité est instable et le glissement se produit. Sous de la droite, la discontinuité est stable.

Malheureusement, le caractère discontinu du critère bilinéaire rend son adéquation hasardeuse puisque l'emplacement du point d'inflexion est subjectif et difficile à établir. Aucun des critères des sections 3.1, 3.2 et 3.3 ne tient compte d'un facteur aussi important que l'altération des parois d'une discontinuité. Dans un joint de coulée, cette altération pourrait être associée au ressuage ou à la laitance, car ces phénomènes confèrent à la surface sous-jacente de ces joints une résistance moindre. De plus, tel que discuté à la section 2.4, les contraintes thermiques induites par des cycles thermiques affaiblissent le béton principalement sur les surfaces exposées. Ces surfaces sont donc altérées par rapport au béton sain moins exposé à l'intérieur de la masse de béton.

3.4 Le critère de stabilité de Barton [18,19]

Le critère semi-empirique de Barton introduit différents coefficients qui réduisent le nombre d'essais de laboratoire nécessaires pour tracer l'enveloppe de rupture au pic [19] et qui permettent d'approximer assez bien le comportement non linéaire de l'enveloppe de rupture.

$$\tau = \sigma_N \tan [JRC \log(JCS / \sigma_N) + \phi_r] \quad (3.5)$$

Où τ est la résistance au cisaillement maximale, σ_N est la contrainte normale à la discontinuité, JRC (*joint roughness coefficient*) est le coefficient de rugosité variant de 1 à 20, JCS est la résistance à la compression uniaxiale de la roche altérée et ϕ_r l'angle de friction résiduelle.

On constate en regardant cette relation mathématique que ce critère de stabilité ne différencie pas l'enveloppe de rupture au pic et résiduelle puisqu'un seul angle de friction (ϕ_r) est pris en considération : Pour Barton, la résistance au cisaillement au pic est fonction des coefficients JRC et JCS . Lorsque la contrainte normale est égale ou supérieure à la résistance à la compression uniaxiale de la roche altérée, l'angle de friction apparent⁹ est égal ou inférieur à l'angle de friction interne résiduel. En d'autres mots, l'angle de dilatance devient dès lors nul ou négatif (selon Barton $i = JRC * \log(JCS / \sigma_N)$ [42]). La détermination des coefficients JRC et JCS est donc nécessaire à l'établissement de l'enveloppe de rupture de Barton.

La valeur de JCS est généralement déterminée à l'aide du marteau de Schmidt (ASTM D5873-00). Toutefois, les mesures enregistrées lorsque les surfaces testées sont petites par rapport à la taille du marteau sont imprécises [20,42]. Par conséquent, on verra à la section 4.3 que l'essai de résistance à la compression uniaxiale sera employé pour estimer la résistance à la compression des joints (on assume ainsi que la résistance à la compression ultime du béton est égale à la résistance à la compression des joints).

Alors que la valeur de JCS est établie par les mesures au marteau de Schmidt ou par l'essai de compression simple (Cf. section 4.3), plusieurs méthodes existent pour établir le JRC . La plus subjective d'entre elles est certainement la comparaison visuelle entre la rugosité observée sur le joint rocheux et les profils de rugosité fournis par Barton et Choubey [19] montrés à la Figure 3.6. Puisque cette méthode laisse place à une interprétation subjective, le laboratoire de mécanique des roches et de géologie appliquée de l'Université de Sherbrooke utilise actuellement une méthode permettant une évaluation quantitative du coefficient de rugosité à l'aide d'un profilomètre laser. Cet appareil permet d'établir le profil d'une surface en établissant les corrélations spatiales d'une multitude de points de la surface par variographie. On peut ainsi obtenir une multitude de paramètres statistiques permettant d'évaluer la rugosité. La section 3.6.1 traite de la relation entre les paramètres statistiques du relevé topographique d'une surface et les différents coefficients permettant de caractériser la rugosité. L'introduction d'un critère

⁹ L'angle de friction apparent est l'angle de friction applicable. Dans l'équation 3.5, $\phi_{\text{apparent}} = JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_N} \right) + \phi_r$.

considérant les paramètres statistiques afin de quantifier l'influence de la rugosité est donc préalablement nécessaire.

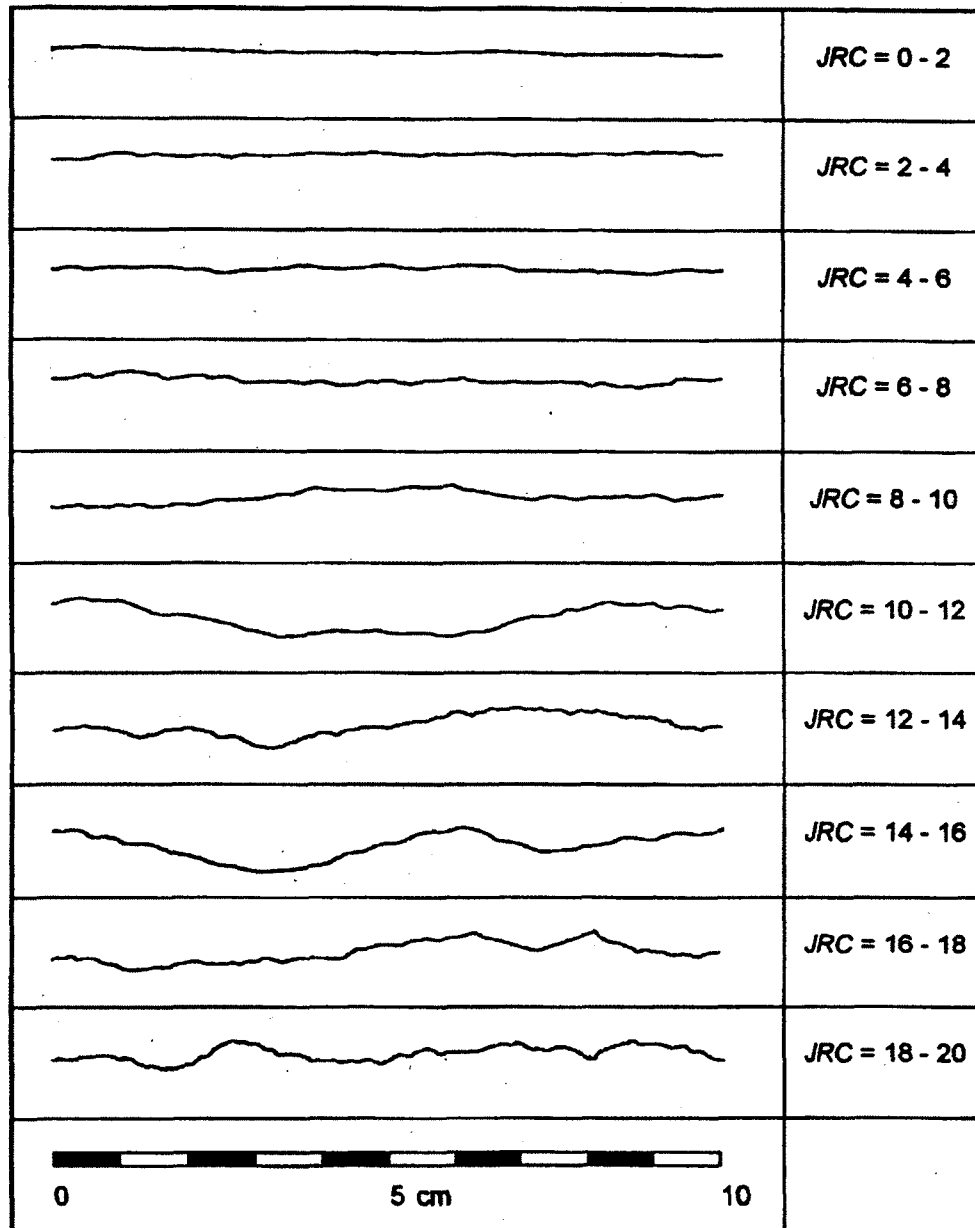


Figure 3.6 : Profil de rugosité (d'après Barton et Choubey [19])

Bien qu'il est probablement le critère le plus utilisé en mécanique des roches, le critère de Barton n'est pas parfait puisqu'il ne tient pas compte du concept de rupture progressive selon lequel la

résistance d'un joint peut varier selon la contribution des aspérités du joint (celles-ci ne se rompant pas nécessairement toutes en même temps [42]). De plus, certains auteurs ont trouvé que JRC variait en fonction de la charge normale particulièrement pour un rapport σ_N/JCS inférieur à 0.01 [43] alors que d'autres [44] soutiennent que ce critère surestime la résistance au cisaillement d'un joint pour des contraintes normales supérieures à 10MPa ($\sigma_N/JCS \approx 0.2$). Finalement, l'équation 3.5 ne prend pas en considération le caractère tridimensionnel de la rugosité d'un joint [23] (les profils de la Figure 3.6 utilisés pour déterminer le JRC étant bidimensionnels) et elle suggère que la résistance au cisaillement est indépendante de la direction du cisaillement

En dépit des inconvénients énumérés ci-dessus, le critère de Barton est suffisamment précis à l'intérieur d'un domaine d'applicabilité. Ce domaine peut varier selon les auteurs, mais on accepte généralement le domaine compris entre $\sigma_N/JCS \approx 0.05$ et $\sigma_N/JCS \approx 0.3$ [45]. De plus, on peut modifier légèrement l'équation 3.5, en incorporant l'angle d'inclinaison du joint dans la direction du cisaillement (voir sous-section 3.4.1), pour obtenir la contribution de la direction du cisaillement.

3.4.1 Le critère de Barton sur une discontinuité inclinée

Les forces agissant sur un bloc élémentaire (tel que présenté sur la Figure 3.4) peuvent être exprimées par un vecteur (équation 3.6) :

$$R = \begin{bmatrix} \tau \\ -\sigma_N \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

Si l'on désire obtenir l'état des contraintes sur le référentiel $x'y'$ incliné à un angle I , à partir des contraintes appliquées sur un référentiel 'non incliné' (voir Figure 2.2) on doit multiplier le vecteur de force R (dans le référentiel xy) par la matrice de rotation P :

$$R' = \begin{bmatrix} \tau' \\ -\sigma'_N \end{bmatrix} = PR = \begin{bmatrix} \cos I & \sin I \\ -\sin I & \cos I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tau \\ -\sigma_N \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

On obtient ainsi les deux relations suivantes :

$$\tau' = \tau \cos I - \sigma_N \sin I \quad (3.8)$$

$$\sigma'_N = \tau \sin I + \sigma_N \cos I \quad (3.9)$$

Où τ' et σ'_N sont les variables dépendante et indépendante de l'équation 3.5. Finalement, en substituant les relations d'équilibre 3.8 et 3.9 dans l'équation 3.5, on obtient l'équation suivante :

$$\tau = \frac{\sigma_N \left[\tan \left\{ JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_N} \right) + \phi_r \right\} + \tan I \right]}{1 - \tan \left\{ JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_N} \right) + \phi_r \right\} \tan I} \Leftrightarrow \quad (3.10)$$

$$\tau = \sigma_N \tan \left\{ JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_N} \right) + \phi_r + I \right\}$$

Les variables de l'équation 3.10 sont les mêmes que celles de l'équation 3.5 à l'exception de I qui est l'angle d'inclinaison moyen de la discontinuité (il est représenté par θ sur la Figure 2.2).

L'équation 3.10 sera utilisée lors de l'interprétation des résultats puisque les contraintes appliquées lors de l'essai de cisaillement direct (Cf. section 4.5) ne sont pas nécessairement parfaitement normales ou tangentielles au joint. Dès lors, l'équation 3.10 est préférable à l'équation 3.5 [23].

La plupart des critères de stabilité inclus dans les sections précédentes ne sont soit applicables qu'à l'intérieur d'un domaine de contraintes normales donné, soit très complexes et difficilement applicables dans la pratique [41]. Néanmoins, leur utilité est non négligeable lorsque l'on prend en considération l'autre éventualité, celle de créer une enveloppe de rupture empirique à partir d'un grand nombre d'essais de laboratoire. Cette éventualité est très onéreuse et on la néglige généralement au profit des modèles mathématiques.

L'auteur préconise le critère de Barton modifié car il tient compte de la résistance des aspérités (JCS) (donc de la rupture de celles-ci), de la rugosité (JRC) et de l'angle d'inclinaison moyen du joint (I).

3.5 Le critère LADAR (d'après Ladanyi et Archambault [46])

Le critère LADAR est le seul critère qui permet, en théorie, d'établir la résistance au cisaillement en tout point de la courbe effort-déplacement [47]. Selon ce critère, la résistance au cisaillement, τ , dépend de la dilataance, \dot{v} , de la résistance des aspérités cisailées, S_r , de la contrainte normale, σ_N , de l'angle de friction résiduel, ϕ_r , et de la fraction de la surface des aspérités qui seront cisailées durant le mouvement tangentiel, a_s :

$$\tau = \frac{\sigma_N(1 - a_s)(\dot{v} + \tan \phi_r) + a_s S_r}{1 - (1 - a_s)\dot{v} \tan \phi_r} \quad (3.11)$$

La sommation au numérateur implique deux termes. Le premier est la contribution à la résistance au cisaillement du joint des aspérités qui ne seront pas cisailés. La proportion surfacique de cette contribution est donnée par la différence $(1 - a_s)$. Elle est fonction de l'angle de friction résiduel, de la dilataance et de la contrainte normale. Le deuxième terme équivaut à la contribution des

aspérités qui seront cisailés (sans occasionner de dilatation). Cette contribution dépend de la proportion surfacique des aspérités qui seront cisailés (a_s) et de la résistance au cisaillement de la roche intacte (S_r). En tenant compte de ces deux contributions, le critère LADAR peut prédire, en théorie, la résistance au cisaillement en tout point de la courbe effort-déplacement. En effet, en mesure que les aspérités sont cisailés, la contribution du deuxième terme diminue et la contribution du premier terme augmente et la résistance au cisaillement du joint (τ) s'ajuste à travers cette somme.

Le critère LADAR introduit le concept de rupture progressive des aspérités [42] en tenant compte de l'interrelation entre la proportion d'aspérités cisailées (a_s), la contrainte normale (σ_N) et la dilatance (\dot{v}) :

$$a_s \cong 1 - \left[1 - \frac{\sigma_N}{\sigma_T} \right]^{K_1} \quad (3.12)$$

$$\dot{v} \cong \left[1 - \frac{\sigma_N}{\sigma_T} \right]^{K_2} * \tan i_0 \quad (3.13)$$

Où K_1 et K_2 sont des constantes déterminées expérimentalement, σ_T est la contrainte de transition fragile-ductile (la contrainte à laquelle la friction du joint excède la résistance au cisaillement de la roche intacte) et i_0 est l'angle moyen des aspérités du joint. Ainsi, lorsque la contrainte normale est nulle la dilatance est maximale (elle équivaut à la tangente de l'angle moyen des aspérités du joint) alors que la fraction des aspérités qui seront cisailés est nulle. À l'opposé, lorsque la contrainte normale est près de la contrainte de transition fragile-ductile, la dilatance est nulle et tous les aspérités sont cisailés ($a_s = 1$).

Bien que le critère LADAR soit le plus complet, il est difficilement utilisable dans la pratique étant donné sa complexité et la multitude de paramètres entrant en considération. En outre, les constantes K_1 et K_2 sont très difficiles à déterminer. Par conséquent, l'auteur préconise l'emploi de l'équation 3.10 pour estimer la résistance au cisaillement d'un joint.

3.6 Joints de coulée

Tel que mentionné préalablement, les joints de coulée sont des discontinuités et des plans de faiblesses dans une structure monolithique d'autre part. Ces discontinuités n'influencent peut-être pas la résistance en compression d'un barrage [5] mais une rupture par cisaillement est plus probable le long de celles-ci [6].

Les différents facteurs influençant la résistance au cisaillement des joints de coulée seront explicités dans ce chapitre. Parmi ceux-ci, la plus difficile à caractériser et à quantifier est certainement la rugosité. Les autres facteurs d'influence incluent notamment le type de béton, la résistance à la compression du joint, la contrainte normale et la taille du joint.

3.6.1 Rugosité

Le comportement d'un joint de coulée sollicité par des contraintes normales et de cisaillement dépend en grande partie de sa rugosité. En mécanique des roches, on la caractérise à partir de deux composantes : la composante purement frictionnelle et la composante géométrique.

La composante frictionnelle est représentée par l'angle de friction résiduelle φ_r (techniquement, il s'agit plutôt de l'angle de friction interne de base, φ_b , obtenu lors du cisaillement de surfaces sans aspérités mais plusieurs auteurs les considèrent équivalents [19]). On peut soutenir qu'il s'agit d'une propriété intrinsèque du matériau puisqu'il dépend de la minéralogie d'une roche [18] ou de la taille et de la qualité des granulats dans un béton [6,47] ainsi que du dosage en ciment [24].

Selon le modèle utilisé (chapitre 3), la composante géométrique peut être exprimée par divers coefficients. Il s'agit de la force gravitationnelle agissant contre la tendance dilatante lorsque la partie supérieure d'un joint tente de surmonter les aspérités de la partie inférieure (Figure 3.4). Cette composante géométrique dépend principalement de l'angularité et de l'amplitude des aspérités du joint. Tel que mentionné à la section 3.2, on peut la présenter simplement par l'angle de dilatance. Malheureusement, celle-ci ne tient pas compte des aspérités qui sont cisailées durant le cisaillement et qui ne contribuent que partiellement à la dilatance. Par conséquent, le critère de Barton (section 3.4), en incluant un coefficient qui tient compte de l'angularité et de l'amplitude (JRC) ainsi que de la résistance des aspérités (JCS), apparaît plus juste (pour Barton $i = \text{JRC} \cdot \log(\text{JCS} / \sigma_N)$) [41]. On peut donc séparer la composante géométrique en deux : la composante purement géométrique, celle qu'on peut mesurer directement en mesurant les déplacements tangentiels et normaux, et une composante 'géométrique-frictionnelle', celle qui constitue l'apport des aspérités partiellement ou totalement cisailées qui ne génère pas de déplacement normal.

3.6.1.1 Caractérisation de la rugosité à l'aide des paramètres statistiques

Étant donné qu'il existe plusieurs paramètres statistiques qui permettent de caractériser la rugosité d'un joint, il est important de les définir et de bien connaître leur limitation.

CLA : La hauteur moyenne de la ligne médiane, communément appelée *center line average*, s'exprime mathématiquement comme suit :

$$CLA = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N z_i \quad (3.14)$$

À l'intérieur de cette sommation, N est le nombre de mesures prises et z la valeur de l'élévation (à partir d'une hauteur de référence). Malheureusement, le *CLA* ne tient pas compte de la forme des aspérités [43] (i.e. deux aspérités de 5mm d'amplitude ont une *CLA* égal à deux aspérités de 10mm d'amplitude) ni de leur fréquence (i.e. deux aspérités de 5mm d'amplitude ont un *CLA*

égal à dix aspérités de même amplitude). De plus, le *CLA* peut être égal à 0. Pour pallier à la dernière défaillance du *CLA*, on introduit le *RMS*. La Figure 3.7 illustre ces propos :

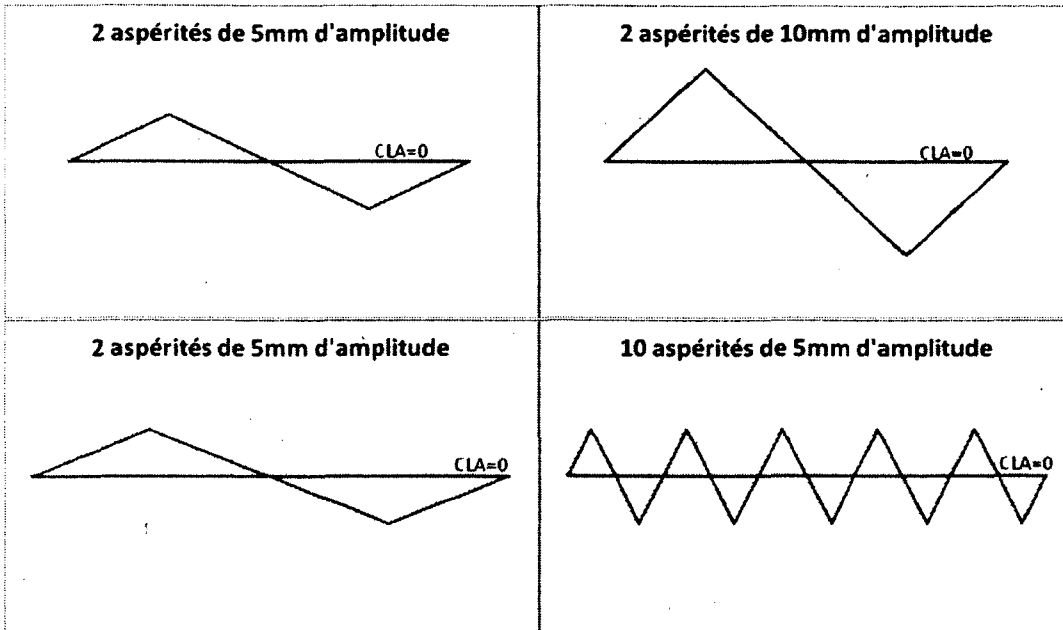


Figure 3.7 : Effets de l'amplitude et de la fréquence des aspérités sur le CLA

En haut, influence de l'amplitude : Comparaison du CLA entre deux profils comportant le même nombre d'aspérités d'amplitude différente. En bas, influence de la fréquence : Comparaison du CLA entre deux profils dont le nombre d'aspérités varie mais dont l'amplitude des aspérités est égale. Chacun des profils ont un CLA nul.

RMS : La racine carrée de la moyenne du carré des élévations est désignée par la variable *RMS* (*root mean square*) dans l'équation 3.15 :

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N z_i^2} = \sqrt{\frac{1}{L} \int_0^L z^2 dx} \quad (3.15)$$

Le terme de droite est l'intégrale équivalente de la forme mathématiquement discrète de l'équation 3.15 pour laquelle *L* est la longueur de l'échantillon et *dx* est l'intervalle de mesure. Puisque les élévations mesurées sont augmentées à la puissance 2, le RMS ne peut pas être négatif ou nul. Il est néanmoins insensible à l'intervalle de mesure [43].

Z₂ : La racine carrée de la moyenne du carré de la dérivée première des élévations, *Z₂*, est plus sensible à l'intervalle de mesure et elle s'énonce mathématiquement comme suit :

$$Z_2 = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^{N-1} \left(\frac{z_{i+1} - z_i}{x_{i+1} - x_i} \right)^2} = \sqrt{\frac{1}{L} \int_0^L \left(\frac{dz}{dx} \right)^2 dx} \quad (3.16)$$

Z_2 est représenté graphiquement sur la Figure 3.8. Pour une aspérité unique ($N=2$ dans l'équation 3.16), Z_2 n'est rien d'autre que la pente reliant les deux points de l'aspérité d'un profil bidimensionnel.

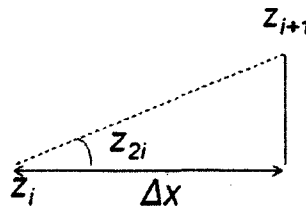


Figure 3.8 : Représentation schématique de Z_2 pour une aspérité unique ($N=2$) [48]

Tse et Cruden [28] prétendent que puisque Z_2 est la racine carrée de la moyenne du carré de la pente de la tangente d'une aspérité de longueur dx (le *RMS* de dy/dx), Z_2 doit logiquement être fortement lié à la composante géométrique de la rugosité. La sous-section 3.6.1.2 présentera la forte corrélation qui existe entre Z_2 et le *JRC* de Barton.

Z_3 : La sensibilité à l'intervalle de mesure dx accroît lorsqu'on prend en considération la racine carrée de la moyenne du carré de la dérivée seconde des élévations (*RMS* de d^2z/dx^2):

$$Z_3 = \sqrt{\frac{1}{N-2} \sum_{i=1}^{N-2} \left[\frac{(z_{i+2} - z_{i+1}) - (z_{i+1} - z_i)}{(x_{i+1} - x_i)^2} \right]^2} = \sqrt{\frac{1}{L} \int_0^L \left(\frac{d^2z}{dx^2} \right)^2 dx} \quad (3.17)$$

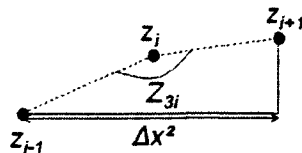


Figure 3.9 : Représentation schématique de Z_3 pour deux aspérités ($N=3$) [48]

Similairement à l'équation 3.16, Z_3 est d'abord présenté sous sa forme discrète puis sous forme d'intégrale. Ce paramètre est toutefois un meilleur indicateur de la douceur à laquelle la dilataance change que de la dilataance en tant que telle.

Z_4 : le rapport de longueur horizontale en excès de la pente des aspérités inclinée ($\sum x_{positif}$) vers le haut par rapport à la pente des aspérités inclinée vers le bas ($\sum x_{negatif}$) sur la longueur de l'échantillon (L).

$$Z_4 = \frac{\sum x_{positif} - \sum x_{negatif}}{L} \quad (3.18)$$

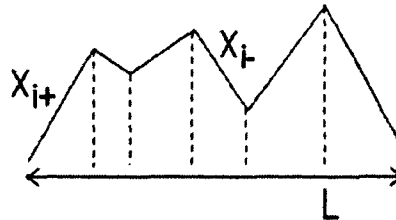


Figure 3.10: Représentation schématique de Z_4 pour six aspérités ($N=7$) [48]

Ce paramètre indique principalement si le joint est dilatant ou contractant.

R_L : le rapport de la longueur totale d'un profil sur la projection de cette longueur sur l'horizontale.

$$R_L = \frac{L_0}{L} = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} \sqrt{(x_{i+1} - x_i)^2 + (z_{i+1} - z_i)^2}}{L} \quad (3.19)$$

3.6.1.2 Quantification de la rugosité et du JRC à l'aide de modèles mathématiques

L'une des relations mathématiques les plus utilisées pour déterminer le JRC est la relation fournie par Tse et Cruden [28] :

$$JRC = 32.2 + 32.47 \log z_2 \quad (3.20)$$

Cette relation a été obtenue en reproduisant les profils de Barton de la Figure 3.6 et en effectuant un relevé topographique des profils reproduits. Approximativement 200 mesures ont été prises pour chacun des profils ayant un JRC prédéfini. Par la suite, les auteurs ont évalué la valeur de z_2 , à l'aide de la forme discrète de l'équation 4.3, correspondant au JRC connu pour chacun des profils. Une régression linéaire a ensuite prouvé qu'il existe une forte corrélation entre le paramètre statistique Z_2 et le JRC (le coefficient de corrélation obtenu par les auteurs étant égal à 0.986).

3.6.2 Autres facteurs d'influences

La quantification de la rugosité est complexe puisqu'il y a d'autres facteurs influençant la résistance au cisaillement des joints de coulés : le type de béton, la résistance à la compression, la contrainte normale appliquée, le taux de cisaillement, la teneur en eau¹⁰ et la taille de l'échantillon. Tous ces facteurs sont autant de bruits parasites qui viennent obscurcir la corrélation entre le *JRC* et la résistance au cisaillement obtenue lors d'essais.

De plus, si le rapport de la résistance à la compression sur la contrainte normale est faible ou élevé, le joint subira un déplacement vertical (une dilatance) ou il se produira un cisaillement d'aspérités (ce qui réduira la dilatance). La contribution des deux composantes de la rugosité citées à la section 3.6.1 (frictionnelles et géométriques) et ultimement la rugosité elle-même sont donc fortement influencées par ce rapport $\left(\frac{JCS}{\sigma_N}\right)$.

3.6.2.1 Type de béton

La résistance au cisaillement des joints de coulée est sensible à la composition du béton. Cette composition détermine entre autres la résistance à la compression et celle-ci a une influence sur la résistance au cisaillement. Cet aspect fera l'objet de la sous-section 3.6.2.2. La résistance à la compression n'est pas le seul facteur influençant la résistance au cisaillement.

La résistance au cisaillement est inversement proportionnelle à la taille des granulats [47] puisqu'il se forme des plans de faiblesses autour des arêtes des granulats (tel que mentionné à la section 2.3.4). Elle est en revanche directement proportionnelle au dosage en ciment, mais alors que certains attribuent cette hausse à une augmentation de la valeur de l'angle de friction interne [24] d'autres croient que le dosage ne fait qu'augmenter la cohésion entre les coulées [6](c dans l'équation 3.3). Néanmoins, il est évident qu'un mélange riche en béton procure des joints de coulée plus résistant.

3.6.2.2 Résistance à la compression

Il semble y avoir unanimité au sein de la communauté scientifique quant à l'influence de la résistance à la compression sur la résistance au cisaillement d'une discontinuité [5,19,20,43,49,50,51]. Celle-ci a pour effet d'augmenter la dilatance en diminuant la quantité des aspérités cisailées et un joint dilatant est plus résistant qu'un joint contractant (tout autre facteur étant égal).

La résistance à la compression est d'ailleurs prise en considération dans l'apport de la composante géométrique (Rappelons que pour Barton, $i=JRC*\log(JCS/\sigma_N)$ dans l'équation 3.5. Cet apport dépend de la résistance à la compression du joint *JCS*¹¹ (*joint compressive strength*) :

¹⁰ L'influence de la teneur en eau a été soulignée dans les sous-sections 2.3.1 et 2.3.2 : elle diminue les contraintes effectives.

¹¹ Bien que le *JCS* se mesure à l'aide du marteau de Schmidt (ASTM D5873-00), on peut utiliser l'essai de compression simple (C39/C39M-05) lorsque le joint n'est pas trop altéré (car la résistance du joint sera semblable à la résistance à la compression du béton intact) ou lorsque l'échantillon est trop petit pour que les valeurs obtenues à l'aide du marteau Schmidt soient convergentes [19, 41].

plus le JCS est faible, moins il y aura de dilatance durant le cisaillement. En d'autres mots, plus un joint est faible, plus les aspérités seront brisées rapidement et moins la différence entre la résistance au cisaillement maximale et résiduelle sera marquée (le joint aura un comportement moins ductile et plus élasto-plastique).

3.6.2.3 Contrainte normale

La contrainte normale influence de deux différentes manières la résistance au cisaillement. Elle contribue à augmenter directement l'apport de la composante frictionnelle et à diminuer l'apport de la composante géométrique. La première contribution est évidente lorsqu'on observe les équations 3.1 à 3.4 alors que la seconde contribution est légèrement plus difficile à remarquer. À mesure que la contrainte normale augmente, la contrainte appliquée sur les aspérités augmente et il y a donc un plus grand nombre d'aspérités cisillées (donc la dilatance diminue). Puisque la dilatance diminue à mesure que la contrainte normale augmente, le comportement des joints cisillés sous une contrainte normale élevée sera moins ductile (la différence entre la résistance au cisaillement maximale et résiduelle sera moins marquée).

3.6.2.4 Taux de cisaillement

L'influence du taux de cisaillement sur la résistance au cisaillement est bien connue en géotechnique [49]: la résistance au cisaillement est proportionnelle au taux de cisaillement. En d'autres mots, la résistance au cisaillement lors d'un essai de laboratoire est généralement supérieure à la résistance au cisaillement in situ, car les essais de laboratoire sont conduits de façon expéditive alors que la rupture sur le terrain prend généralement plusieurs années. Par conséquent, on normalise généralement le taux de cisaillement durant l'essai de cisaillement direct (Cf. section 4.3). Par exemple, le taux de cisaillement a été fixé à 0.15mm/min lors du programme expérimental.

3.6.2.5 Effet d'échelle

L'influence de la taille de l'échantillon est bien documentée [19,21,27,47,49,52]. La résistance au cisaillement diminue effectivement à mesure que la taille de l'échantillon augmente [21,49]. Cette diminution est attribuable pour certains à la baisse de résistance à la compression qu'un joint subit à mesure que la surface augmente (pour un joint de diorite, une diminution d'aire de 60cm² à 5000cm² s'accompagne d'une diminution du JCS allant jusqu'à 40% [19]). Parallèlement, il semblerait que la contribution de la composante géométrique diminue à mesure que la taille de l'échantillon augmente : certains prétendent que le JRC diminue [19] d'autres que c'est la dilatance qui diminue [47] (dans les deux cas, une diminution de la résistance au cisaillement est prévisible). Ces conclusions apparaissent hasardeuses lorsque l'on considère la méthodologie utilisée pour déterminer le JRC. En effet, Barton [19] a déduit les JRC d'après les résultats d'essais de cisaillement mais puisque le JRC n'est qu'une variable dépendante parmi tant d'autres à l'intérieure l'équation 3.5, les valeurs obtenues peuvent avoir été faussées par l'évaluation des autres variables. De plus, l'influence de l'échelle sur le paramètre Z_2 [23,52] semble suggérer que le JRC et la dilatance devraient généralement croître.

À mesure que la taille de l'échantillon augmente, l'écart type des hauteurs des aspérités tend à augmenter [27]. Étant donné que Z_2 dépend du taux de variation des élévations dans l'espace (équation 3.16) et que le JRC est proportionnel à Z_2 (équation 3.20), le JRC devrait augmenter avec la surface du joint cisailé. Néanmoins, l'écart type des hauteurs des aspérités des joints de coulées est plus faible et plus constant que celui des joints ou des talus rocheux. Par conséquent, la détermination du JRC à l'aide de l'équation 3.20 est peu sensible à l'effet d'échelle pour un joint de coulée.

4 Méthodologie

Dans ce chapitre, l'approche expérimentale sera présentée. Pour visualiser cette approche, la Figure 4.1 schématise le programme suivi pour remplir les objectifs du présent mémoire (section 1.2).

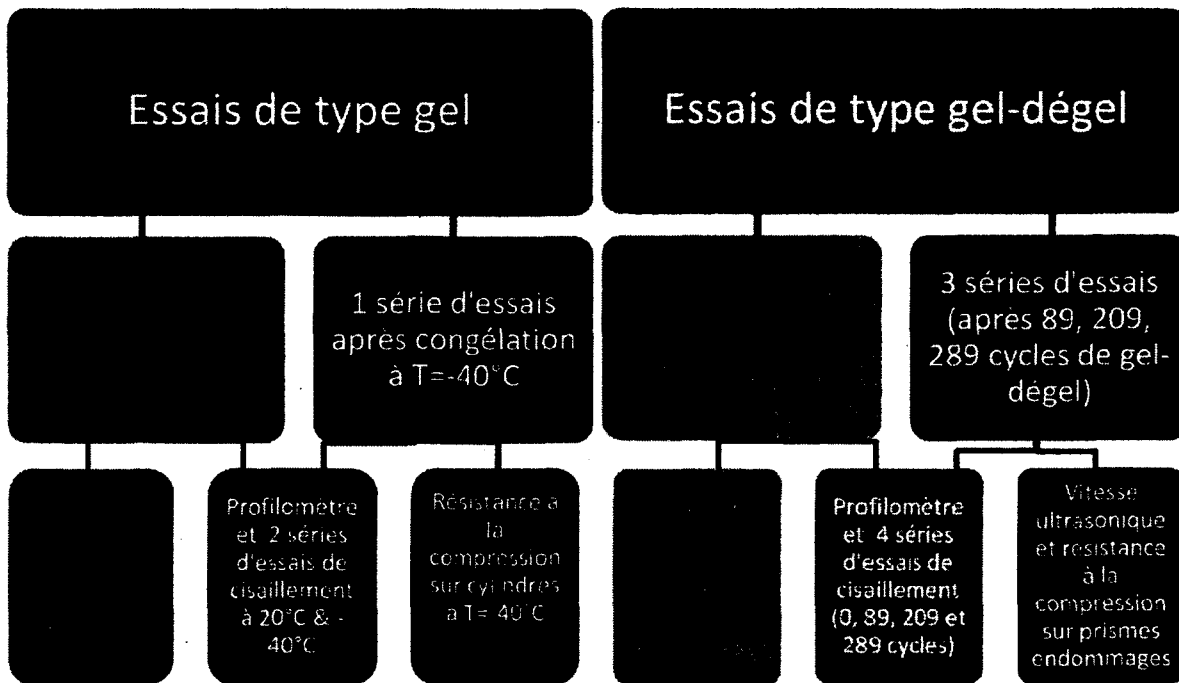


Figure 4.1 : Organigramme du programme expérimental

La partie gauche et la partie droite de la figure illustrent l'approche utilisée pour atteindre les objectifs des sous-sections 1.2.1 et 1.2.2 respectivement. Dans les paragraphes ci-après, les essais de la partie gauche de la figure seront appelés *essais de gel* alors que les essais de la partie droite seront appelés *essais de gel-dégel*. La première catégorie d'essais contient deux séries d'essais : la série d'essais effectuée à température ambiante et celle effectuée après à -40°C . La deuxième catégorie d'essais en contient 4 : les séries d'essai effectuées après 0, 89, 209 et 289 cycles de gel-dégel.

Le cœur de l'approche expérimentale illustrée ci-dessus a été les séries d'essais de cisaillement direct réalisées au laboratoire de mécanique des roches et de géologie appliquée de l'université de Sherbrooke. Chaque série d'essais comporte trois essais de cisaillement direct effectués à trois charges normales différentes (1,8MPa, 2,25MPa, 2,7MPa). Ces essais permettent de voir directement l'influence de la basse température et des cycles de gel-dégel sur la résistance au cisaillement.

Autour des essais de cisaillement direct, des essais ont été effectués sur les bétons utilisés pour chaque série d'essais (essais de compression, vitesse ultrasonique,...) afin de caractériser les autres paramètres influençant la résistance au cisaillement des joints béton-béton.

4.1 Approche expérimentale

Tel que mentionné à la section 4, l'approche expérimentale a été séparée en deux études paramétriques :

L'influence la température : En effectuant deux séries d'essais sur des joints béton-béton identiques en faisant varier que la température de l'éprouvette durant l'essai, l'influence des basses températures sur la résistance au cisaillement des joints de coulée a été étudiée. La première série a été effectuée à température ambiante (approximativement 20°C) et la seconde à une température initiale d'approximativement -40°C. En choisissant des températures aussi éloignées l'une de l'autre, les différences de comportement à mesure que la température diminue peuvent être mieux ciblées. Afin d'alléger le texte, ces séries d'essais seront appelées ci-après *essais de gel*.

L'influence des cycles de gel-dégel : En effectuant quatre séries d'essais sur des joints béton-béton initialement identiques ayant subi un nombre différent de cycles de gel-dégel, l'influence de la fissuration interne et de l'écaillage, toutes deux résultantes de l'endommagement lié aux cycles de gel-dégel, ont été étudiées. La première série d'essais a été effectuée sans que les éprouvettes n'aient subi d'endommagement. Les autres séries d'essais ont été effectuées après 89, 209 et 289 cycles de gel-dégel. Ces nombres de cycles correspondent à un endommagement (quantifié à l'aide des vitesses ultrasoniques et de l'équation 4.1) de 90%, 80% et 70% respectivement et la Figure 5.7 présente la relation entre le rapport des vitesses ultrasoniques et le nombre de cycles de gel-dégel subis. Ces quatre séries d'essais seront désormais appelées *essais de type gel-dégel*.

4.2 Confection des éprouvettes

Afin de reproduire des éprouvettes de bétons ayant un plan de cisaillement aussi identique que possible, un échantillon cylindrique de gneiss granitique a été rompu en flexion en appliquant une charge ponctuelle à la moitié de la travée de la carotte de roc tel que suggéré par la norme ASTM C 293-79 (*Standard test method for flexural strength of concrete (Using Simple Beam with center-point loading)*). La carotte utilisée avait un diamètre de 82mm. Les surfaces ainsi créées, appelées *surfaces souches*, ont servi à reproduire les *surfaces clones*.

4.2.1 Préparation des surfaces clones

Pour créer les surfaces clones, des plaques d'aluminium font été enroulées autour des deux parties de l'échantillon de gneiss préalablement rompu. Par la suite, un coulis de ciment à prise rapide de type SikaSet 45 a été coulé par-dessus les surfaces rocheuses (Figure 4.2 et Figure 4.3).



Figure 4.2 : Fabrication de deux surfaces clones

Puisque plusieurs surfaces clones devaient être créées (40), une pellicule de cellophane a été appliquée sur les surfaces rocheuses afin d'en préserver l'intégrité (Figure 4.3). En effet, cette pellicule a prévenu l'adhésion du béton aux surfaces souches afin que des surfaces identiques soient utilisées tout au long de la procédure de reproduction des surfaces clones. Parmi les 40 surfaces-clones reproduites, les 32 surfaces les plus semblables ont été sélectionnées afin de créer 16 éprouvettes de béton destinées aux essais cisaillement.

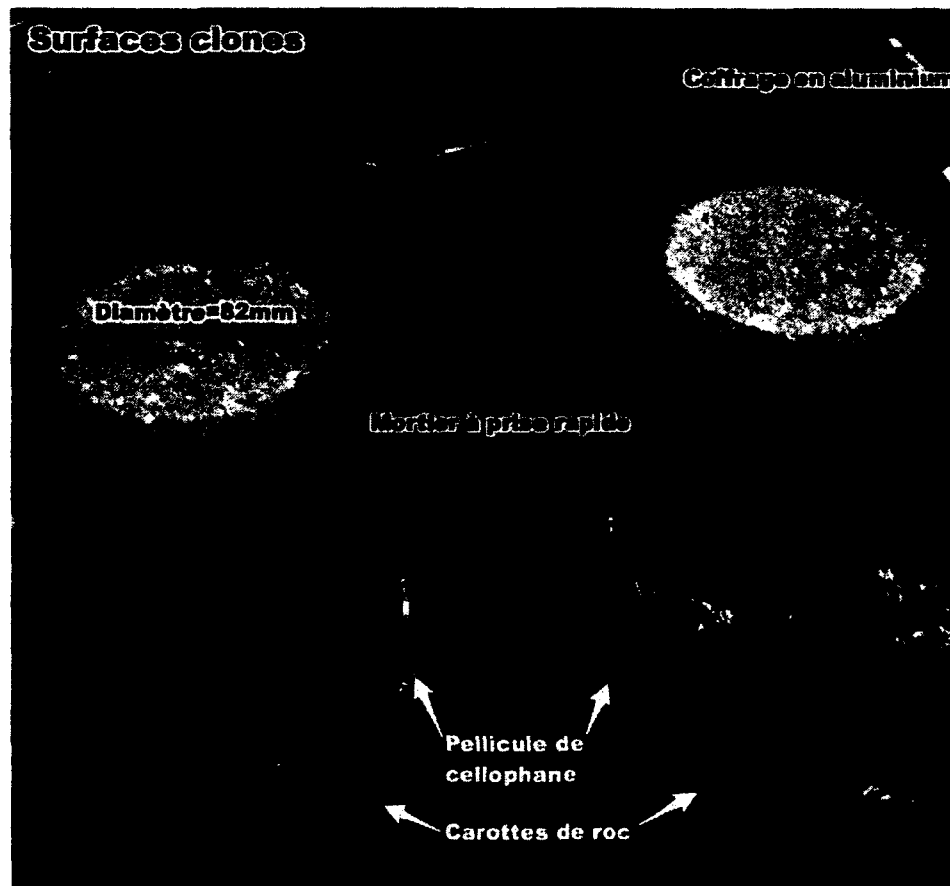


Figure 4.3 : 2 surfaces clones après démoulage

4.2.2 Conception du mélange de béton

Parmi les critères de conception, notons les suivants :

- La résistance en compression à 28 jours devait être approximativement 32 MPa
- L'affaissement devait se situer entre 100mm et 150mm pour faciliter la mise en place du béton dans les moules
- La dimension maximale des gros granulats devait respecter le rapport minimal du diamètre de l'éprouvette sur la dimension nominale maximale des gros agrégats imposé par la norme ASTM C192-88 *Standard practice for making and curing concrete specimens in the laboratory*
- La quantité d'air entraîné devait être telle que les éprouvettes soumis aux cycles de gel/dégel subiraient une altération significative.

Les recettes utilisées pour remplir ces critères de conception sont détaillées dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 : Matériaux utilisés lors des gâchées

Matériaux	Quantité respective (kg)				Dosage (kg/m ³)			
	08-Sep	10-Sep	15-Sep	10-Dec	08-Sep	10-Sep	15-Sep	10-Dec
Ciment GU (type 10)	15,8	15,8	15,8	15,8	372	363	369	361
Sable 0-5mm	34,4	35,6	34,4	34,4	812	820	803	788
Granulat 5-14mm	42,4	42,4	42,4	42,4	1001	977	989	971
Entraîneur d'air (Airex-L)	3,3mL	3,3mL	3,3mL	3,3ml				
Eau	8,3	8,2	8,3	8,3	195	189	193	189

Les essais normalisés *ASTM C143-10* et *ASTM C231/C231M-09b* sont réalisés afin de déterminer l'affaissement et la teneur en air respectivement et de s'assurer de l'homogénéité au sein de la population d'éprouvettes.

4.2.3 Propriétés du béton frais

Les essais sur le béton frais ont été effectués afin de vérifier l'homogénéité du béton utilisé pour confectionner les joints. Les résultats de ces essais sont synthétisés à l'intérieur du Tableau 4.2.

Tableau 4.2 : Résultats des gâchées

Propriétés	Gâchées			
	1 08-Sep	2 10-Sep	3 15-Sep	4 10-Dec
Affaissement (mm)	150	130	150	165
Air (%)	2,4	3,3	2,8	4,2
Densité (Mg/m ³)	2,38	2,35	2,35	2,31
Rapport eau/ciment	0,525	0,522	0,523	0,524

Les résultats montrent que la teneur en air est légèrement inférieure à celle ciblée dans les critères de conception énumérés à la sous-section 4.2.2 ce qui a vraisemblablement occasionné une plus grande sensibilité aux cycles de gel-dégel et une durabilité réduite envers ceux-ci. On remarque aussi que la gâchée 4 est plus maniable (affaissement plus élevé) que les trois premières ce qui peut être attribuable à la teneur en air supérieure (Cf. 2.3.1) aux gâchées précédentes. Par conséquent, la gâchée 4 sera traitée séparément ultérieurement dans le texte. Les résultats des essais sur le béton durci (sous-section 5.1.1) indiquent d'autres divergences entre le béton de la dernière gâchée et celui des trois premières.

4.2.4 Mise en place du béton

La mise en place des éprouvettes de béton a été faite suivant la norme *ASTM C192-07* et la méthode de moulage de ceux-ci a été la même que celle utilisée lors de la fabrication des surfaces clones (se référer à la sous-section 4.2.1). Bien qu'initialement seulement deux gâchées étaient prévues (une pour les éprouvettes destinés à subir des cycles de gel/dégel avant le cisaillement, l'autre pour les éprouvettes devant subir le cisaillement à différentes températures), quatre gâchées ont été nécessaires étant donné l'hétérogénéité indésirable de certains éprouvettes

(certains avaient des bulles d'air ou des gros granulats sur la surface de cisaillement). La réalisation des éprouvettes de type gel-dégel et celle des éprouvettes de type gel ont suivi les mêmes étapes à l'exception de la méthode de préservation de l'intégrité des surfaces clones. En effet, lors de la coulée des éprouvettes destinés à subir des cycles thermiques (éprouvettes de type gel-dégel), les surfaces clones étaient recouvertes d'une pellicule de cellophane alors que lors de la coulée des éprouvettes devant être cisailés à différentes températures (éprouvettes de type gel), ces surfaces clones étaient lubrifiées. Il en résulte que le premier type d'éprouvette était dépourvu de microrugosité permettant ainsi de mesurer l'évolution de la microrugosité des joints de coulées (lorsqu'ils sont ouverts) en fonction des cycles de gel/dégel auxquels ils sont assujettis ou, en d'autres mots, d'isoler l'influence du processus d'altération de tels joints par ces chocs thermiques. Les surfaces du deuxième type d'éprouvettes présentaient une certaine microrugosité un peu plus représentative des joints de coulées des barrages en béton. L'autre différence entre les deux types d'éprouvettes est qu'au centre de chacun des éprouvettes du deuxième type, un thermocouple fut installé afin de mesurer la température de ceux-ci durant le cisaillement (Figure 4.4).

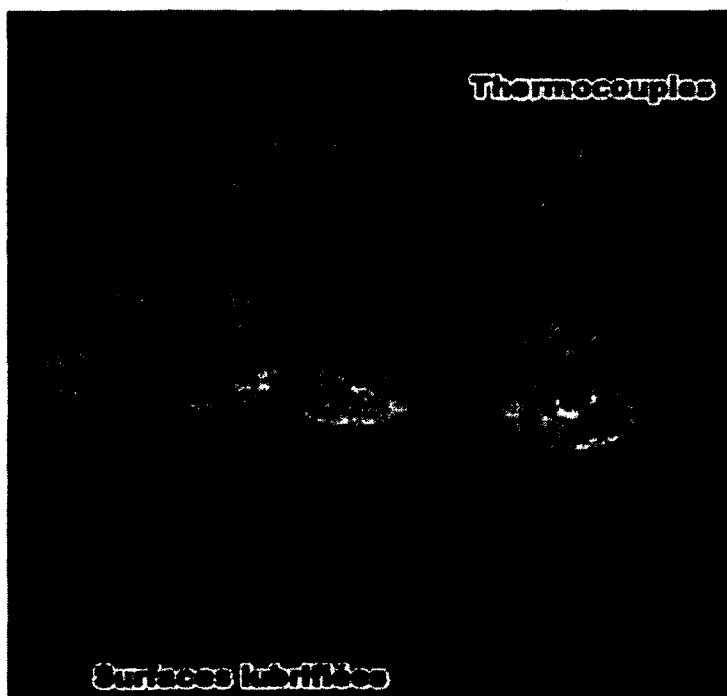


Figure 4.4 : Éprouvettes destinées au cisaillement à différentes températures (éprouvettes de type gel)

Parallèlement, des cylindres de 100mm de diamètre par 200mm de hauteur et des prismes de 75mmx75mmx450mm ont été fabriqués en coulant le béton dans des moules en polyéthylène haute densité (selon la norme *ASTM C192-07*). Les cylindres ont servi à déterminer la résistance à la compression des éprouvettes des essais de type gel. Ils ont aussi servi à déterminer la résistance à la compression des éprouvettes de type gel-dégel intacts (n'ayant subi aucun cycle de gel-dégel). Les prismes ont permis de suivre l'endommagement causé par les cycles de gel-dégel

par la mesure de vitesse des ondes P. Par la suite, ils ont été utilisés pour déterminer la résistance à la compression des éprouvettes de type gel-dégel endommagées (ayant subi des cycles de gel-dégel). Les cylindres et les prismes sont des éprouvettes témoins.

4.3 Essai de compression uniaxiale (ASTM C39-05)

L'essai de compression, tel que normalisé, est un essai qui a le mérite d'être simple et expéditif (il est possible d'en exécuter plusieurs en une heure). Il consiste essentiellement à appliquer une force axiale en compression à un taux de chargement normalisé ($0,25 \pm 0,05 \text{ MPa/s}$) jusqu'à la rupture. Cet essai étant normalisé pour des éprouvettes ayant un élancement de 2 (l'élancement est le rapport de la hauteur sur la largeur), un facteur de correction a du être appliqué à la charge à la rupture obtenue lorsque l'élancement diffère. Par exemple, afin de déterminer la résistance à la compression des éprouvettes de type gel-dégel ayant subi des cycles de gel-dégel, les poutres témoins ont été sciées pour obtenir de cubes de 75mm d'arête. Ces cubes ont ensuite été portés à la rupture par compression et un facteur de correction de 0,87 doit donc être appliqué à la charge à la rupture comme le stipule la norme pour des éprouvettes ayant un élancement de 1.

4.3.1 Essai normalisé pour déterminé le coefficient de Poisson et le module d'élasticité du béton (ASTM C469-02)

Étant donné la population restreinte d'éprouvettes, cet essai a été jugé secondaire dans le cadre de la présente maîtrise, étant réalisé uniquement pour mieux caractériser le béton utilisé. Il ne fut réalisé que pour un nombre réduit de cylindres.

L'essai *ASTM C469-02* est essentiellement le même que l'essai de compression simple à l'exception des extensomètres qui sont installés afin de mesuré les déplacements axial et radial. De plus, pour éviter de créer de la fissuration interne qui fausserait les résultats, la force appliquée sur le cylindre ne doit pas être supérieure à 40% de la résistance à la compression.

Le module d'élasticité, communément appelé module de Young, est obtenu en mesurant la pente de la partie linéaire de la courbe *effort axial en fonction de la déformation axiale*. Le coefficient de Poisson étant aussi une constante du domaine élastique, est obtenu en considérant la pente de la partie linéaire de la courbe *déformation horizontale en fonction de la déformation axiale*.

4.4 Évaluation de l'endommagement par chocs thermiques (ASTM C666-03)

Afin de simuler l'endommagement que subit le béton durant sa vie, on installe généralement les éprouvettes dans un environnement isolé afin de lui faire subir à une vitesse accélérée un grand nombre de cycles de gel-dégel. L'environnement isolé, ci-devant appelé 'cabinet de gel-dégel' et gracieusement fourni par le professeur Richard Gagné de l'Université de Sherbrooke, est illustré

sur la Figure 4.5. À l'intérieur du programme expérimental, les éprouvettes de type gel-dégel ont subi quotidiennement 5 cycles dont les extrema étaient -20°C et 8°C .

Tel que mentionné à la sous-section 2.4.3 l'évolution de la vitesse de propagation des ondes P à travers le béton est un bon indicateur de la détérioration de celui-ci. Le coefficient R (%), défini comme étant le rapport élevé au carré de la vitesse de propagation après un certain nombre de cycles thermiques (V_T en m/s) sur la vitesse de propagation initiale (V_0 en m/s), est le critère généralement utilisé pour quantifier l'endommagement thermique (*ASTM C666-03*).

$$R(\%) = \left(\frac{V_T}{V_0}\right)^2 \quad 4.1$$

Afin d'obtenir ce coefficient, on mesure la longueur du prisme témoin puis, à l'aide d'un appareil appelé *Pundit*, on mesure le temps nécessaire pour que l'onde primaire traverse la poutre témoin : le rapport de la longueur divisé par le temps est égal à la vitesse de propagation. Cette étape doit être effectuée avant l'endommagement (on obtient ainsi V_0) et après le nombre désiré de cycles de gel-dégel (pour obtenir le ou les V_T). Avant chaque prise de mesure, la calibration du *Pundit* à l'aide d'un matériau dont on connaît les propriétés (tel l'aluminium) est nécessaire afin de s'assurer de la justesse des résultats qu'il fournit.

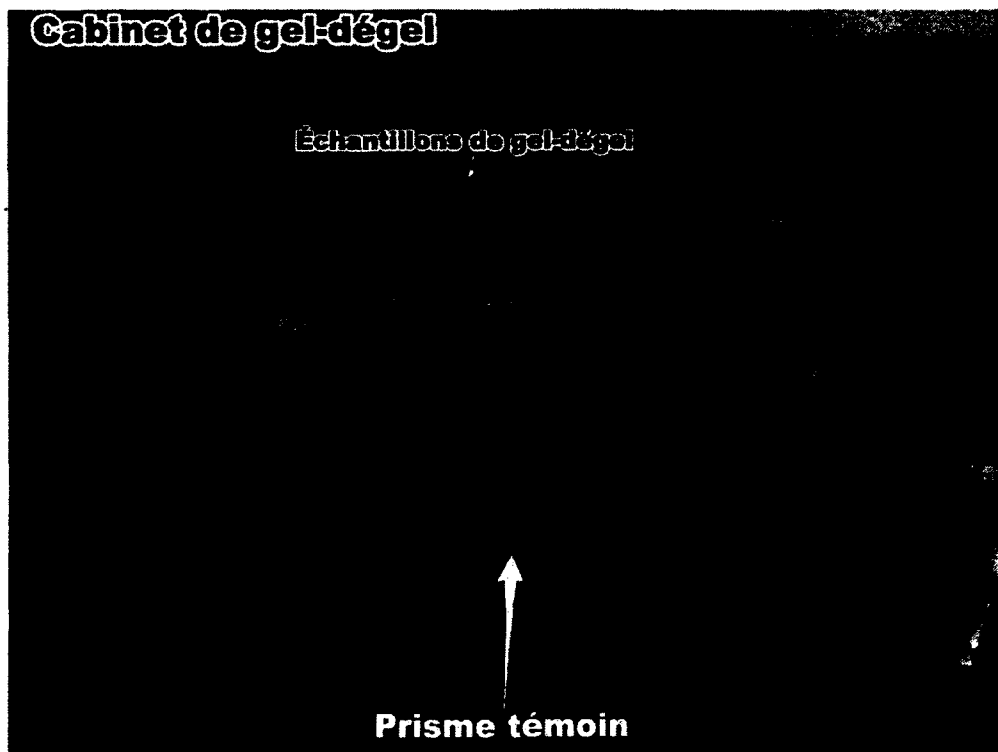


Figure 4.5 : Cabinet de gel-dégel

L'autre méthode utilisée pour quantifier la dégradation est le suivi de la variation de la masse en fonction du nombre de cycles de gel-dégel qu'une éprouvette subit : à mesure que l'endommagement augmente, les prismes témoins se désagrègent et perdent de la masse.

4.5 Essai de cisaillement direct (ASTM D5607-02)

L'Essai de cisaillement direct tel que développé à l'Université de Sherbrooke [47] est l'essai qui reproduit le mieux les conditions in situ d'un joint de coulée. Il consiste à cisailer une éprouvette le long d'un plan prédéfini en appliquant une force tangentielle parallèle au joint et une force normale à celui-ci. On fait glisser la partie supérieure du joint sur la partie inférieure en appliquant une force tangentielle telle qu'illustrée sur la Figure 4.8. Le fonctionnement de l'essai de cisaillement direct sera expliqué à la sous-section 4.5.2. Il convient d'abord d'expliquer comment l'éprouvette est mise en place.

4.5.1 Confinement des éprouvettes et bâti de cisaillement

Afin de s'assurer qu'une éprouvette ne subira pas de moments de force qui rendraient l'état des contraintes hétérogène (on cherche à empêcher le basculement de l'éprouvette), on confine l'éprouvette dans un moule en acier à l'aide de mortier. Le résultat du confinement d'une des épontes d'une éprouvette est illustré sur la Figure 4.6 :

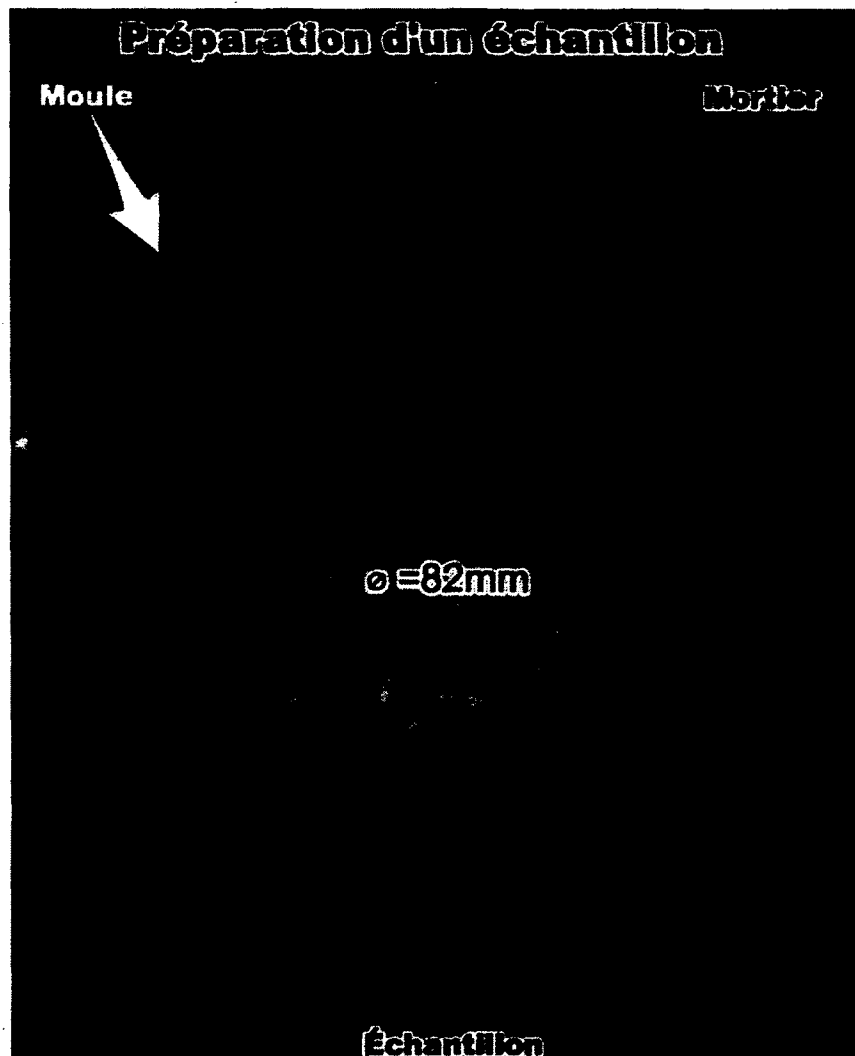


Figure 4.6 : Confinement d'une épave d'une éprouvette

Par la suite, on place l'autre épave du joint par-dessus la partie inférieure en respectant l'alignement désiré. Cet alignement doit être le même pour tous les essais afin que la direction du cisaillement ne soit pas un facteur influençant les résultats. Une couche d'argile est ensuite appliquée au pourtour du joint pour empêcher que le mortier de confinement de la partie supérieure n'entre en contact avec celui de la partie inférieure (on ne veut pas que le mortier contribue à la résistance au cisaillement). Celui-ci doit être aussi mince que possible pour minimiser l'excentricité de la force de friction et ainsi minimiser l'hétérogénéité des contraintes du moment entraîné par l'excentricité de la force de friction [53]. On termine la mise en place en en confinant l'épave supérieure dans la partie supérieure du moule en acier rempli de mortier.

Subséquentement, les deux parties du moule sont installées dans le bâti de cisaillement en prenant soin de ne pas perturber l'alignement des épaves (les deux parties du moule sont boulonnées

ensemble pour empêcher le mouvement des épontes du joint). Le bâti de cisaillement est illustré à la Figure 4.7 :

Bâti de cisaillement

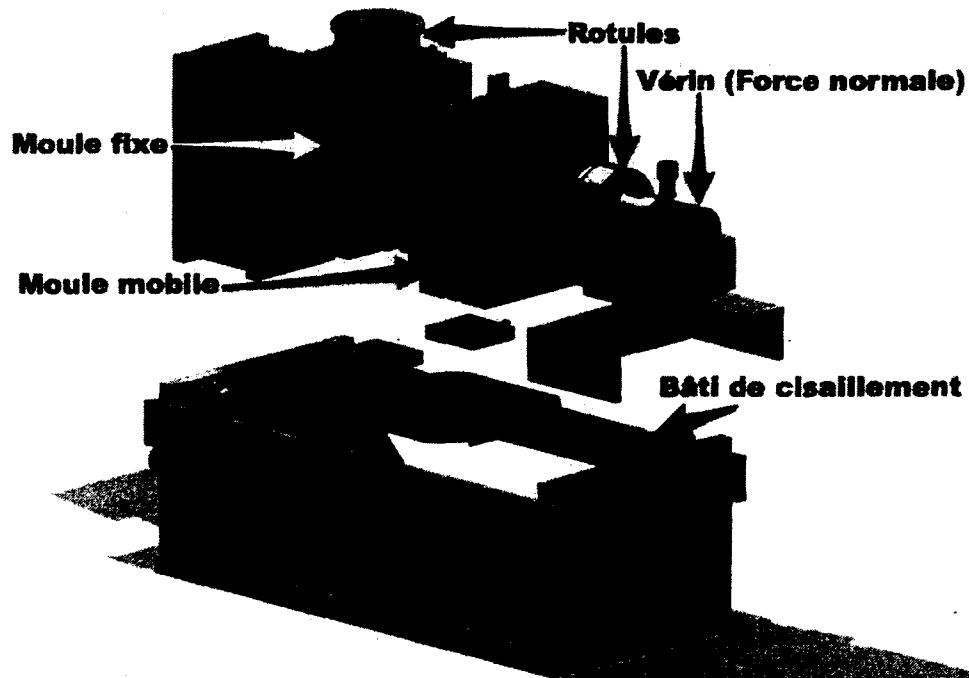


Figure 4.7 : Bâti de cisaillement (Vue éclatée)

Les rotules sont employées pour s'assurer de l'orthogonalité des forces appliquées.

Puisque l'essai de cisaillement est reproduit sur une presse hydraulique conçue pour effectuer des essais de compression simple, le glissement se produit sur le plan vertical contrairement aux conditions in situ. En d'autres mots, les charges tangentielle et normale sont appliquées verticalement et horizontalement respectivement. Il convient d'expliquer plus en détail comment les forces sont appliquées sur l'éprouvette.

4.5.2 Montage de l'essai de cisaillement

Le piston de la presse hydraulique en s'élevant impose un déplacement constant au bâti de cisaillement et génère une contrainte tangentielle par friction. Tel que mentionné à la sous-section précédente, un vérin produit la contrainte normale à l'aide d'une pompe hydraulique qui produit une pression qui force le vérin à s'allonger et ultimement la contrainte normale. Finalement, les cellules de charge juxtaposées aux rotules enregistrent les contraintes tangentielles et normales appliquées. La Figure 4.8 schématise les forces en présence.

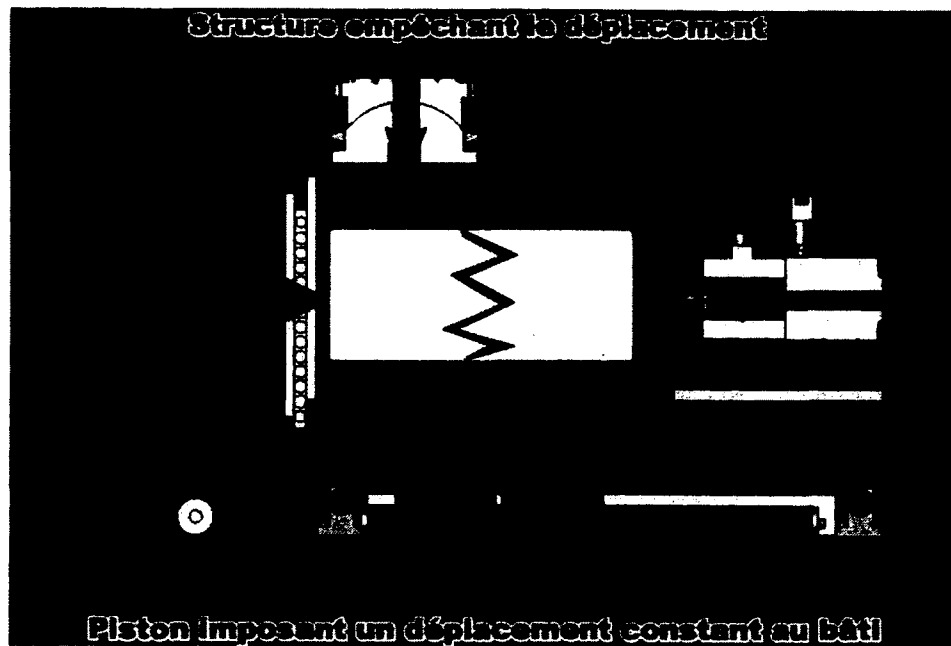


Figure 4.8: Profil du bâti de cisaillement

Les flèches verticales vers le haut représentent la pression que le piston de la presse (au bas) applique sur le bâti de cisaillement alors que les flèches verticales vers le bas et horizontales représentent les pressions passives s'opposant au mouvement du piston (verticalement) et du vérin (à droite) (horizontalement). Finalement, les flèches en gras représentent les forces résultantes qui agissent sur le joint noir (au milieu de la figure) de l'éprouvette blanc. La partie mobile du moule (à droite du joint) est libre de se mouvoir dans les deux directions : normales (ou horizontales) et tangentielles (verticales). À l'opposé, la partie est fixe et ne possède donc aucun degré de liberté.

À mesure que le piston de la presse monte et impose un déplacement tangentiel à la partie mobile du moule, la cellule de charge fixée sur la partie enregistre la contrainte tangentielle générée par la friction entre les deux éprouvettes. Parallèlement, la contrainte normale est engendrée par le vérin (à droite sur la Figure 4.8) et enregistrée sur la cellule de charge juxtaposée au vérin.

Au point de vue structural (Figure 4.9), on considère que la partie inférieure du joint dans le moule fixe (illustrée à gauche sur la figure) ne possède aucun degré de liberté (DOF¹²). Elle n'est donc pas libre de se déplacer dans aucune direction, car le support à rouleau empêche les déplacements normaux et le support fixe empêche les déplacements tangentiels. De l'autre côté, partie supérieure du joint confinée dans le moule mobile possède 2 degrés de liberté. Elle ne peut se déplacer qu'horizontalement (dans la direction normale au joint) et verticalement (dans la direction tangentielle au joint). Le moule mobile étant boulonné au support à rouleau, on porte l'hypothèse que les moments sont ainsi empêchés. Cette hypothèse est raisonnable dans la

¹² DOF est l'acronyme de l'expression anglophone *degree of freedom*

mesure où les contraintes appliquées sont faibles comparativement à la rigidité de l'acier des boulons et du moule.

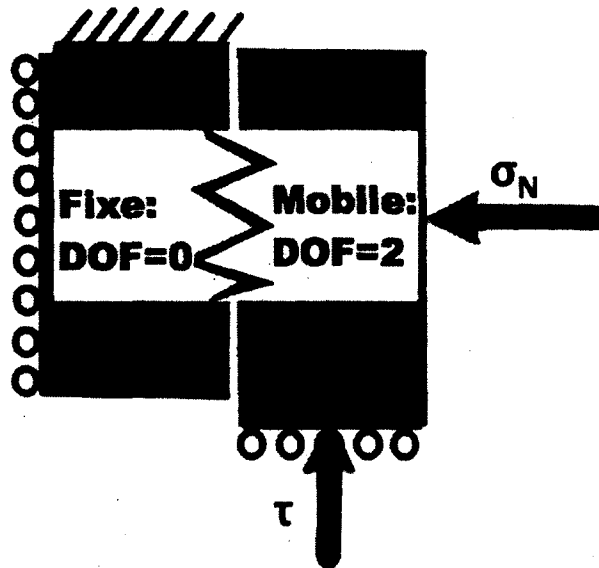


Figure 4.9 : Représentation schématique des forces lors de l'essai de cisaillement

4.5.3 Conditions frontières lors de l'essai de cisaillement

Cet essai de cisaillement présente deux conditions frontières qui reviennent à l'intérieur de chaque série d'essais. Il s'agit du taux de déplacement constant et de la charge normale constante. Alors que le taux de déplacement était de 0.15mm/min pour tous les essais, trois charges normales ont été désignées pour chaque série d'essais : 1.8MPa, 2.25MPa et 2.7MPa. Ces charges ont été choisies pour obtenir trois points sur chacune des enveloppes de rupture (voir Figure 4.12) tout en demeurant dans le domaine d'applicabilité du critère de rupture préconisé (Barton, section 3.4).

4.5.4 Apport à la méthodologie existante pour les essais de type gel

Afin de cisailer des joints refroidis, les moules contenant les éprouvettes refroidis ont été réfrigérés dans un congélateur à une température de -40°C ce qui a nécessité plusieurs ajustements.

En premier lieu, un isolant semi-rigide (généralement utilisé pour isoler les conduites d'aération) a été employé pour séparer les mortiers des deux moules. C'est ce matériau qui a été retenu, car il possède une faible résistance au cisaillement (en plus de ces capacités isolantes) alors que l'argile gelée et durcie présentait une résistance non négligeable. En effet, les essais exécutés initialement avec un joint en argile avaient une dilatance et une résistance très élevée alors qu'une inspection visuelle après l'essai permettait de s'apercevoir que l'argile gelée interférait avec le joint en béton.

En deuxième lieu, puisque l'éprouvette refroidie devait être cisailé à température ambiante, des thermocouples ont été installés dans les deux épontes du joint ainsi que dans le joint (entre la laine isolante et l'éprouvette) afin de mesurer la variation de température durant l'essai. Il s'agit donc en quelque sorte d'un essai en régime transitoire puisque la température de l'éprouvette n'est pas constante. On a donc considéré la moyenne des températures et porté l'hypothèse que l'éprouvette est thermiquement homogène et isotrope. Cette dernière hypothèse est raisonnable puisque le gradient de température entre le centre de l'éprouvette et la paroi du joint était négligeable (se référer aux résultats présentés en annexe). Les deux premiers ajustements sont présentés sur la Figure 4.10.

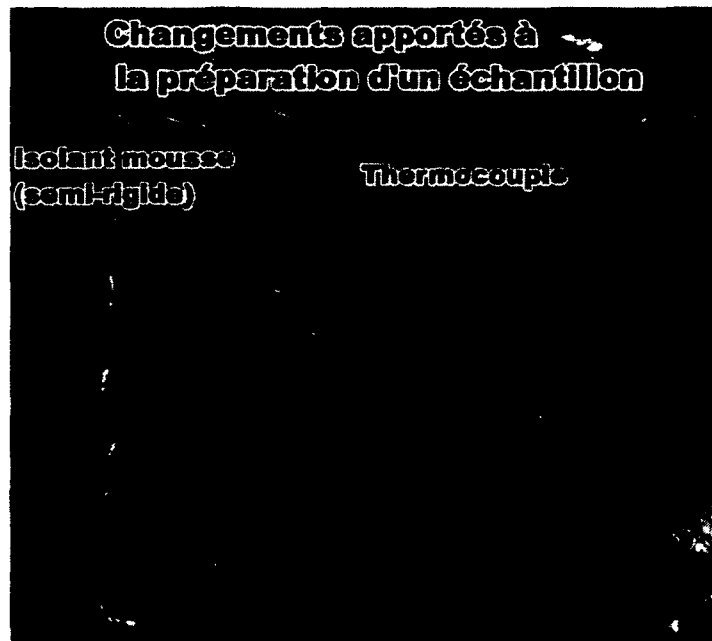


Figure 4.10 : Apport fait à la méthode de mise en place de l'éprouvette

Troisièmement, étant donné que les appareils de mesure enregistrent des résultats qui varient en fonction des gradients de température et des variations de température, des moyens ont été pris afin d'isoler les cellules de charge et les LVDT mesurant les déplacements normaux. Pour isoler les cellules de charge et ne pas compromettre la rigidité du montage, des membranes en kevlar ont été retenues pour leurs propriétés thermiques et mécaniques. Les LVDT n'étant pas soumis à des forces, seules les propriétés isolantes ont été considérées comme critère de sélection. Le polypropylène (*tampon universel absorbant blanc de la compagnie Bercor*) a été choisi. Les modifications sont illustrées sur la Figure 4.11.

Finalement, pour s'assurer que les variations de température et les gradients ne causent aucun 'bruit de fond' qui vient fausser les résultats, une étape supplémentaire a été ajoutée au protocole. Celle-ci consiste à installer l'éprouvette refroidie dans le bâti et à lui appliquer la charge normale qu'il doit subir durant l'essai. Par la suite on enregistre les déplacements thermiques occasionnés

par le réchauffement du moule et de l'éprouvette. Ces déplacements sont ensuite soustraits des déplacements enregistrés lors de l'essai de cisaillement.

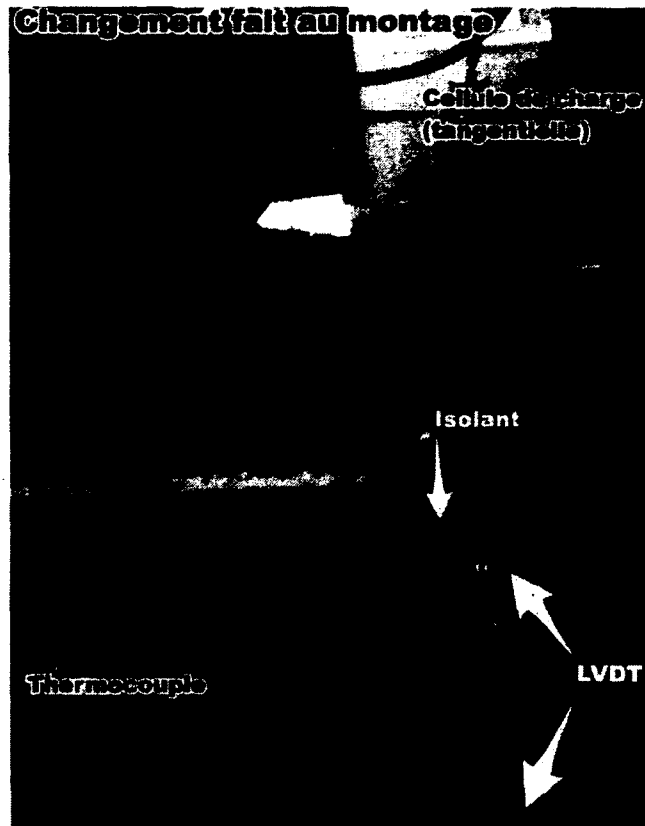


Figure 4.11 : Changement apporté au montage

4.5.5 Traitement des résultats de l'essai de cisaillement direct

Les résultats d'un essai (pour une contrainte normale donnée) sont compilés d'abord sur un graphique effort-déplacement (aussi appelé *contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel* tel qu'illustré sur à gauche de la Figure 4.12) puis sur un graphique contrainte tangentielle (τ) en fonction de la contrainte normale (σ) (à droite de la Figure 4.12). Lorsqu'une série d'essais est terminée, on trace alors les deux enveloppes de ruptures en reliant les valeurs des contraintes de cisaillements au pic et résiduelles obtenues en fonction de leurs contraintes normales respectives. La Figure 4.12 montre la façon d'interpréter une série de trois essais.

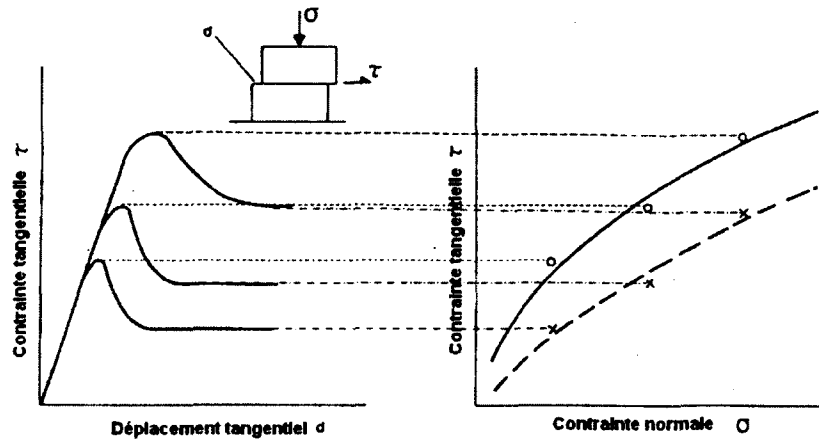


Figure 4.12: Résultats de trois essais de cisaillement simple

On retrouve sur la partie de gauche, les résultats de trois essais de cisaillement présentés sur la forme de contrainte-déplacement, à droite, les deux enveloppes de rupture correspondant aux trois essais de gauche. Pour chaque essai, on obtient donc un point sur chacune des enveloppes de rupture.

La Figure 4.12 représente une série d'essais de cisaillement simple effectuée à température ambiante et sans avoir subi de chocs thermiques. Pour bien discerner l'influence que la température et les cycles de gel-dégel ont sur la résistance au cisaillement, il faut d'abord effectuer une série d'essais à température ambiante sans refroidir l'éprouvette ni lui faire subir des cycles thermiques. Par la suite, on effectue une série d'essais pour chacun des niveaux d'endommagement thermique choisis et une autre à une température initiale de -40°C .

Afin d'alléger le texte, il convient d'expliquer la signification de l'appellation des essais. Les premières lettres réfèrent à la catégorie à laquelle l'essai appartient : *gel* pour les séries de type gel et *gd* pour les séries de type gel-dégel. Les 3 ou 4 caractères qui suivent réfèrent à la série à laquelle l'essai appartient et les derniers caractères correspondent à la charge normale sous laquelle l'essai a été effectué. Par exemple, pour remplir le premier objectif du programme expérimental (section 4.1), il faut effectuer en parallèle une série d'essais à 20°C (*gel20C*) et une série d'essais à -40°C (*gel-40C*). Pour remplir le deuxième objectif, on doit effectuer une série d'essais sur des éprouvettes n'ayant subi aucun endommagement (*gd0%*) et trois autres séries à des niveaux d'endommagement différents (*gd90%*, *gd80%* et *gd70%*). Le pourcentage des essais de type gel-dégel est le résultat de l'équation 4.1, $R(\%)$, sur les prismes ayant subi le même nombre de cycles de gel-dégel que les éprouvettes de la série. Ainsi, pour une série n'ayant subi aucune altération, $R=100\%$ et la série est appelée *gd0%* pour simplifier. La Figure 5.7 et le Tableau 5. établissent la relation entre la quantité de cycles subis et le pourcentage utilisé dans l'appellation.

Dans la pratique, les courbes sont moins régulières que sur la Figure 4.12 ce qui laisse place à une certaine interprétation. Les résultats de l'essai *gd90%2.7MPa* sont présentés à la Figure 4.13.

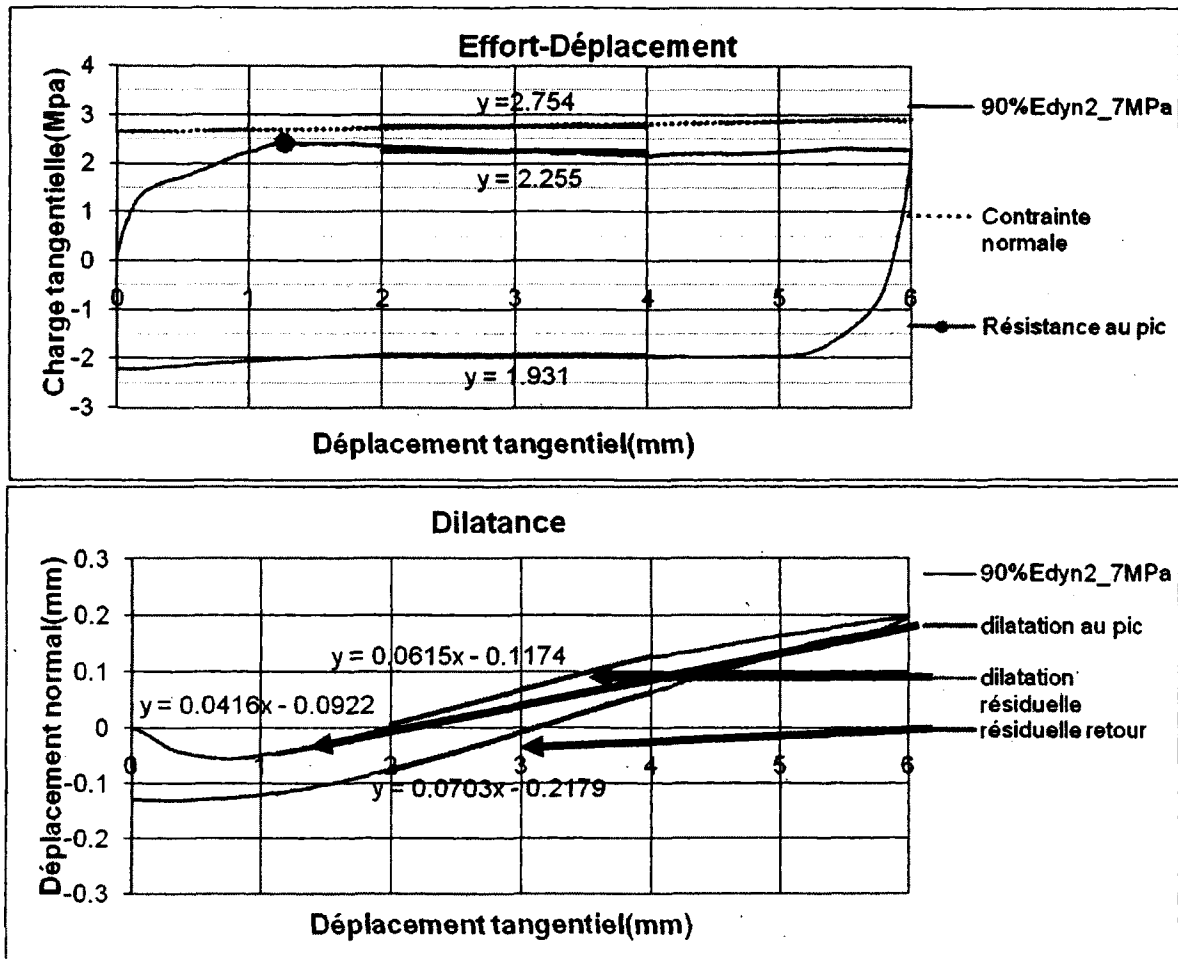


Figure 4.13 : Résultats de l'essai gd90%2.7MPa

En haut : Courbe effort-déplacement (Charge tangentielle en fonction du déplacement tangentiel). En bas : Courbe de la dilatance (Déplacement normale en fonction du déplacement tangentiel).

Dans la partie supérieure de cette figure, on distingue essentiellement la courbe de la charge tangentielle en fonction du déplacement tangentiel et la droite de la charge normale en fonction du déplacement tangentiel (en pointillé). Les constantes des équations sur ce graphique représentent respectivement et de haut en bas la charge normale résiduelle (σ_{N-res}), la résistance résiduelle (τ_{res}) lors de l'aller et la résistance résiduelle lors du retour¹³. Le point rond sur la courbe représente l'emplacement de la résistance maximale (résistance au pic τ_{pic}). Ces valeurs permettent d'obtenir les angles de friction apparents au pic et résiduel définis comme étant l'arc

13 . Cet aller-retour signifie qu'à la fin du déplacement de 6mm, la charge tangentielle a été inversée afin de générer un mouvement opposé au mouvement initial.

tangente du rapport de leur contrainte tangentielle sur leur contrainte normale respective ($\phi_{app-pic} = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_{pic}}{\sigma_{N-pic}}\right)$ et $\phi_{app-res} = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_{res}}{\sigma_{N-res}}\right)$).

On remarque sur la droite de la contrainte normale, un accroissement de la contrainte normale à mesure que le déplacement augmente. Cet accroissement est dû à la diminution de l'aire de contact à mesure que le déplacement augmente sous une force normale constante. Cet accroissement de la charge normale peut occasionner un certain écrouissage dans la courbe de la charge tangentielle en fonction du déplacement tangentiel alors que la résistance résiduelle devrait être constante (sous une charge normale constante)¹⁴.

Dans la partie inférieure de la Figure 4.13, la courbe de dilataance de l'essai gd90%2.7MPa est présentée. La pente des équations sur la courbe de dilataance correspond à la dilataance au pic, à la dilataance résiduelle lors de l'aller et de la dilataance résiduelle lors du retour. L'arc tangente de ces pentes correspond à l'angle de dilataance au pic, résiduel-aller et résiduel-retour.

L'aller-retour illustré dans la partie supérieure de la Figure 4.13 a été effectué lors du dernier essai de chaque série (2.7MPa) afin de trouver l'angle de friction résiduel le plus petit possible (donc le plus près de l'angle de friction de base tel que défini à la sous-section 3.6.1) à utiliser dans l'équation 3.10. Celui-ci a été obtenu en prenant la plus petite valeur obtenue entre la soustraction de l'angle de friction résiduel apparent (aller et retour) ($\phi_{app} = \tan^{-1}\left(\frac{\tau}{\sigma_N}\right)$) et l'angle de dilataance i correspondant.

4.6 Caractérisation de la rugosité à l'aide du profilomètre laser [48]

Le profilomètre laser employé à l'Université de Sherbrooke est un Kréon© Zéphyr 25. Il permet d'effectuer des relevés topographiques des surfaces des éprouvettes. La résolution horizontale (selon l'axe des x et des y) de l'appareil est de 72µm alors que la résolution verticale (selon l'axe des z) est de 3µm. Le profilomètre est constitué de deux parties telles que présentées sur la Figure 4.14 : un bras articulé et d'un dispositif de mesure.

Le dispositif de mesure est composé principalement d'un faisceau laser, d'une mire et d'une caméra. Le faisceau lumineux est projeté par la source du laser sur la surface à analyser. Le faisceau est ensuite réfléchi dans diverses directions, mais lorsque le faisceau est projeté à l'intérieure de la lumière verte projetée par la mire, il sera réfléchi à l'intérieur du plan focal de la caméra. Le calcul pour trouver la position des points de la surface balayée par le faisceau s'effectue alors à l'aide du logiciel fourni avec le dispositif. Le faisceau lumineux a une largeur de 2.5cm et le nombre de points relevés par le faisceau dépend du pas de calcul choisi. Dans le

¹⁴ La norme IRSM *Suggested methods for determining shear strength* stipule qu'une correction à la force normale doit être appliquée chaque fois que la charge normale varie de plus de 10% afin de palier à cet écrouissage indésirable.

cadre des présentes recherches, le pas de calcul a été fixé à 0.1mm ce qui donne au total entre deux et trois millions de points pour chaque relevé des surfaces de 82mm de diamètre.



Figure 4.14 : Profilomètre-laser de l'Université de Sherbrooke

Par la suite, le logiciel fournit les coordonnées spatiales sous forme matricielle à l'intérieur d'un fichier texte. Ce fichier texte est repris dans un programme Matlab développé par l'auteur qui permet de représenter graphiquement le relevé de la surface (coin supérieur gauche de la Figure 4.15) et d'en déterminer l'équation et l'angle d'inclinaison de son plan de cisaillement moyen par régression linéaire (coin supérieur droit Figure 4.15). Ce programme multiplie par la suite la matrice du relevé original par une matrice de rotation (autour de l'axe des ordonnées) afin d'obtenir une surface dont le plan de cisaillement est horizontal¹⁵ (coins inférieurs droit et gauche de la Figure 4.15). Cette rotation est nécessaire puisque les paramètres statistiques de la sous-section 3.6.1.1 sont très sensibles à l'inclinaison du plan de cisaillement. Finalement, la matrice qui a subi la rotation est reprise par un programme informatique développé à l'Université de Sherbrooke [48] qui permet d'obtenir les paramètres statistiques de la sous-section 3.6.1.1 (et ultimement le JRC à l'aide de l'équation 4.7)

¹⁵ Le suffixe *.rot* du titre d'un graphique signifie que la matrice originale a été multipliée par la matrice de rotation.

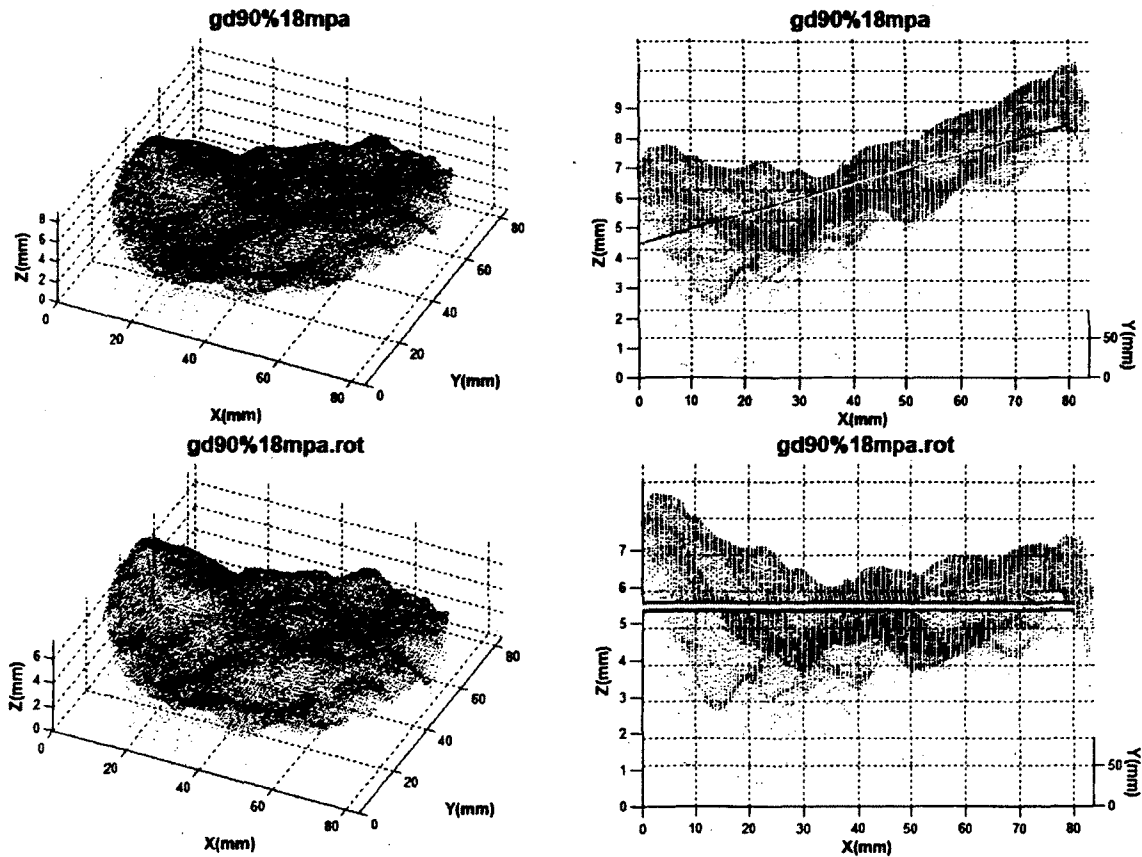


Figure 4.15 : Représentation graphique d'un relevé de surface

A) Coin supérieur gauche : Surface d'une éprouvette telle que cisailée. B) Coin supérieur droit : Profil d'une surface d'une éprouvette telle que cisailée et son plan moyen. C) Coin inférieur gauche : Surface d'une éprouvette dont le plan de cisaillement est horizontal. D) Coin inférieur droit : Profil d'une surface d'une éprouvette dont le plan de cisaillement est horizontal

Les relevés topographiques à l'aide du profilomètre laser ont donc trois utilités : ils permettent de trouver l'angle d'inclinaison I et le paramètre Z_2 (donc le JRC aussi à l'aide de l'équation 3.20) mais aussi de s'assurer que les éprouvettes ont des surfaces aussi identiques que possible. Afin de réaliser les objectifs du programme expérimental, il est essentiel que les éprouvettes aient des surfaces les plus semblables possible.

5 Interprétation des résultats

5.1 Caractéristiques du béton

Cette section dresse un portrait du béton en regroupant les résultats des essais énumérés au chapitre 4. Parmi les caractéristiques obtenues à l'aide de ces essais, la résistance à la compression à la fin de la cure est primordiale pour évaluer la résistance au cisaillement des joints de coulée car elle permet d'estimer le JCS de l'équation 3.10.

5.1.1 Propriétés du béton durci

Les résultats des essais de caractérisation sur le béton durci sont divisés en deux tableaux. Le Tableau 5.1 synthétise les résultats des essais effectués sur les cylindres de 100mm de diamètre. On peut constater que la résistance à la compression à 28 jours des cylindres dépasse la résistance de 32MPa visée lors de la conception du mélange (se référer à la sous-section 4.2.2). Cet écart peut être attribué à la taille maximale relativement faible des granulats grossiers utilisés (14mm) afin de respecter la norme C192-07 sur la confection de spécimens en béton. À la sous-section 2.3.4, il a été dit que la résistance est inversement proportionnelle à la taille maximale des granulats grossiers.

Le Tableau 5.1 montre une constance dans les propriétés des trois premières gâchées puisque l'écart type dans la résistance à la compression à la fin au sein de cette 'population' n'est que de 0.27MPa à la fin de la cure. Les trois premières gâchées seront donc désormais considérées comme une seule ayant une résistance à la compression moyenne de 44.95MPa. À l'opposé, les cylindres de la gâchée 4 ont une résistance significativement inférieure à celle des trois premières, particulièrement après 28 jours. Cette divergence peut être attribuable à la densité moindre de la 4^e gâchée et à une teneur en air supérieure (voir Tableau 4.2). Par conséquent, afin de compenser cette carence, la cure des éprouvettes de la 4^e gâchée a été prolongée (90 jours au lieu de 60 jours). Bien qu'une fois la cure terminée, la résistance à la compression de la 4^e gâchée soit toujours significativement inférieure (environ 10% d'écart), elle n'occasionnera pas d'incertitude dans l'interprétation des résultats de l'essai de cisaillement, car les éprouvettes de cette gâchée n'ont servi qu'à une seule série d'essai (la série d'essai de type gel-dégel sans aucune altération).

Tableau 5.1 : Résultats des essais sur les cylindres témoins de béton

		Gâchées				Moyenne
		1	2	3	4	
Propriétés	Densité (g/cm ³)	2,41	2,42	2,42	2,35	2,40
	Module d'élasticité (GPa)	36,4	35,0	36,0	32,4	35,0
	Coefficient de Poisson	0,18	0,21	0,19	0,21	0,20
	Vitesse de propagation (m/s)	4775	4730	4707	4559	4693
	Résistance à 28 jours (MPa)	38,0	39,4	41,6	33,5	38,1
	Résistance après la cure (MPa)	44,7	44,9	45,2	41,1	44,0

Le Tableau 5.2 résume les propriétés caractéristiques du béton utilisé. Il réunit les essais de propagation des ondes (section 4.4) sur les poutres puis, les essais de compression sur les cubes obtenus en sciant ces poutres. Il regroupe les résultats d'essais effectués sur 4 poutres de la première gâchée et deux poutres de la dernière gâchée puisqu'aucune poutre n'a été confectionnée lors des gâchées 2 et 3. Le nombre d'essais de compression sur les cubes¹⁶ varie puisqu'en sciant les poutres, il est arrivé d'endommager les cubes.

Sur le Tableau 5.2, on s'aperçoit que le facteur de correction à appliquer aux éprouvettes ayant un facteur d'élançement de 1 est conservateur puisque la résistance à la compression des cubes des deux gâchées est inférieure d'environ 5% à la résistance à la compression obtenue avec les cylindres du Tableau 5.1. Rappelons que ce facteur de correction est employé pour corriger la résistance à la compression mesuré (voir section 4.3) sur des éprouvettes dont l'élançement est différent de 2. La vitesse de propagation semble la même pour les cylindres et les prismes. La densité du béton des cubes, quant à elle, est identique à celle des cylindres.

Tableau 5.2 : Résultats des essais sur les poutres témoins et leurs cubes de béton

		Gâchées	
		1	4
Propriétés	Densité (Mg/m ³)	2,41	2,35
	Vitesse de propagation (m/s)	4736	4601
	Résistance à la fin de la cure (MPa) (60-90 jrs)	42,2	38,9

¹⁶ Les essais de compression sur les cubes ont été nécessaires pour déterminer la résistance à la compression des échantillons de gel-dégel car seules les poutres pouvaient être utilisées comme témoins dans le cabinet de gel-dégel illustré sur la Figure 4.5.

5.2 Essais sur les éprouvettes gelés (essai de type gel)

5.2.1 Résultats des essais de caractérisation et de compression

Les résultats des essais de caractérisation effectués sur les cylindres de béton sont exposés dans le Tableau 5.3. Tel que mentionné à la sous-section 5.1.1, les trois premières gâchées ont des propriétés suffisamment homogènes pour être traitées comme une seule. À l'intérieur de ce tableau, les résultats des essais à température ambiante (à gauche) ont été repris du Tableau 5.1 à des fins de comparaisons avec ceux des essais effectués après congélation (à droite). Les résultats sont convergents puisque le béton des 3 premières gâchées et celui de la 4^e ont subi une augmentation de la résistance de 87% et 94% respectivement lorsque refroidi avant l'essai de compression. Cette augmentation est en accord avec la théorie (sous-section 2.3.2) : lorsque la température diminue, la résistance à la compression augmente significativement.

Tableau 5.3 : Comparaison entre les essais de caractérisation et de compression sur les cylindres de béton à température ambiante (20°C) et après refroidissement de plus de deux jours (-40°C)

Gâchée	Essais à température ambiante (20°C)			Essai après congélation (-40°C)		
	Module d'élasticité (GPa)	Coefficient de Poisson	Résistance après 60-90 jrs de cure (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Coefficient de Poisson	Résistance après 60-90 jrs de cure (MPa)
1,2 et 3	35,8	0,19	45,0	N/D	N/D	83,9
4	32,4	0,21	41,0	36,7	0,19	79,6

Les essais de compressions sur les éprouvettes refroidis ont été réalisés sur deux cylindres provenant des trois premières gâchées et sur trois cylindres de la dernière gâchée. Afin de vérifier si la formation progressive de la glace (sous-section 2.4.2) avait une influence sur la résistance à la compression, les cylindres des premières gâchées sont demeurés au congélateur pendant plus de deux mois alors que ceux de la dernière gâchée ont été refroidis pendant seulement deux jours. Par conséquent, pour des cylindres de 100mm de diamètre par 200mm de hauteur, un refroidissement à température constante de -40°C pendant deux jours semble suffisant pour mobiliser la résistance à la compression maximale que peut attendre ce type de béton à -40°C.

Toutefois, en regardant le Tableau 5.4, la formation progressive de la glace dans le béton semble avoir une incidence sur la résistance à la compression lorsque le temps de congélation est inférieur à 2 jours. En effet, l'augmentation de la résistance est de seulement 54% alors qu'un temps de congélation supérieur à 2 jours induisait une augmentation d'environ 90% (Tableau 5.4). Une autre manifestation de la formation progressive de la glace dans le béton s'est aussi révélée lors de la rupture des éprouvettes. Tous les éprouvettes du Tableau 5.3 ont subi une rupture explosive alors que les cubes ont subi une rupture plus progressive (les cubes n'explosaient pas en morceaux contrairement aux cylindres). Une autre cause de cette différence de comportement pourrait être l'effet de forme : les cylindres d'élanement égal à 2 se comporteraient différemment qu'un prisme d'élanement égal à 1 sous une charge de compression.

Tableau 5.4 : Comparaison entre les essais de compression sur les cubes (issus des poutres témoins de la 4^e gâchée de béton) à température ambiante (20°C) et après refroidissement de moins de deux jours (-40°C)

		Résistance à la compression (MPa)	
		Essais à température ambiante (20°C)	Essai après congélation (-40°C)
Cubes	R5a		60,4
	R5b	38,8	
	R6a	39,6	
	R6b		61,1
	R6c		58,8
	R6d	38,2	
Moyenne		38,9	60,0
Écart type		0,7	1,2

Puisque les éprouvettes de type gel ont été refroidis pendant plus de deux jours, les résultats des essais de compression du Tableau 5.3 seront utilisés à l'intérieur de l'équation 3.10 (la résistance à la compression correspond à JCS dans cette équation) pour vérifier la validité de ce critère sur des joints refroidis à -40°C.

5.2.1 Relevés au profilomètre laser : topographie de surface des éprouvettes

Tel que mentionné à la section 4.6, les relevés topographiques à l'aide du profilomètre laser ont servi à déterminer l'angle d'inclinaison du joint (I dans l'équation 3.10), les paramètres statistiques de la sous-section 3.6.1.1 et ultimement de quantifier la rugosité (JRC dans l'équation 3.10 à l'aide de l'équation 4.7) ainsi que de s'assurer de la ressemblance des surfaces des éprouvettes (donc de la reproductivité des essais).

Les résultats obtenus pour les séries d'essais à température ambiante et à -40°C sont rassemblés aux Tableaux 5.5 et 5.6 respectivement. Les paramètres et les résultats obtenus pour chacun des essais effectués sont énumérés respectivement dans la section de gauche (I) et la section centrale (II). Les suffixes $_x$ et $_y$ indiquent que ces paramètres ont été calculés parallèlement aux abscisses (direction du cisaillement) ou aux ordonnées (perpendiculairement à la direction du cisaillement).

Parmi ces résultats, ceux des deux dernières lignes sont les plus importants car, ce sont des variables prises en considération dans l'équation 3.10. JRC_x et I_x sont le *Joint roughness coefficient* et l'angle du plan de cisaillement dans la direction du cisaillement.

Chapitre 5 Interprétation des résultats

Tableau 5.5 : Paramètres obtenus à l'aide du profilomètre laser sur les éprouvettes de la série gel 20°C

I: Paramètres statistiques	II: Résultats obtenus avant chacun des essais (pour chacune des contraintes normales de la série)			III: Comparatif	
	$\sigma_N=1,8\text{MPa}$	$\sigma_N=2,25\text{MPa}$	$\sigma_N=2,7\text{MPa}$	Moyenne	Coeff. de variation (%)
CLA Moy (mm)	4,555	4,402	5,392	4,78	11
RMS Moy (mm)	4,706	4,555	5,507	4,92	10
Z2 x Moy	0,278	0,214	0,206	0,23	17
Z2 y Moy	0,410	0,396	0,350	0,39	8
Z3 x Moy	0,576	0,336	0,362	0,43	31
Z3 y Moy	0,958	0,753	0,735	0,82	15
Z4 x Moy	-0,074	-0,032	-0,054	-0,05	-39
Z4 y Moy	0,09	-0,001	0,038	0,04	108
RL x Moy	1,031	1,018	1,019	1,02	1
RL y Moy	1,066	1,054	1,051	1,06	1
JRC _x (Éq. 4.7)	14,1	10,5	9,9	11,5	20
l_x (°)(régression)	-2,0	-1,4	-2,5		

Tableau 5.6 : Paramètres obtenus à l'aide du profilomètre laser sur les éprouvettes de la série gel -40°C

I: Paramètres statistiques	II: Résultats obtenus avant chacun des essais (pour chacune des contraintes normales de la série)				III: Comparatif	
	$\sigma_N=1,8\text{MPa}$	$\sigma_N=2,25\text{MPa}$	$\sigma_N=2,25\text{MPa}-2$	$\sigma_N=2,7\text{MPa}$	Moyenne	Coeff. de variation (%)
CLA Moy (mm)	3,986	5,159	5,82	5,65	5,15	16
RMS Moy (mm)	4,128	5,297	5,941	5,766	5,28	15
Z2 x Moy	0,25	0,278	0,273	0,284	0,27	5
Z2 y Moy	0,379	0,457	0,427	0,528	0,45	14
Z3 x Moy	0,588	0,569	0,453	0,765	0,59	22
Z3 y Moy	0,842	0,978	0,919	1,264	1,00	18
Z4 x Moy	-0,078	-0,02	-0,023	-0,112	-0,06	77
Z4 y Moy	0,105	0,117	-0,004	0,123	0,09	70
RL x Moy	1,027	1,028	1,025	1,033	1,03	0
RL y Moy	1,06	1,07	1,059	1,082	1,07	1
JRC _x (Éq. 4.7)	12,7	14,1	13,9	14,4	13,8	6
l_x (°)(régression)	-2,5	-1,5	-2,9	-2,5		

Lorsqu'on regarde la colonne III (Comparatif), il est possible de vérifier si les surfaces des éprouvettes testées étaient similaires avant le cisaillement. Les moyennes des JRC des surfaces pour chacune des séries suggèrent que les éprouvettes de la série effectuée à -40°C était plus

rugueux ($JRC=13,8$) que la série effectuée à $20^{\circ}C$ ($JRC=11,5$) alors qu'ils proviennent de la même population d'éprouvettes. Cette divergence peut être attribuable à une erreur de manipulation dans l'alignement des éprouvettes de la série à $20^{\circ}C$ lors du confinement de ceux-ci ou lors du balayage électronique comme le suggère le coefficient de variation élevé des JRC de cette série (20%). Cet écart est attribuable à l'alignement des éprouvettes puisque les paramètres statistiques sont anisotropes [48]. Par conséquent, une variation de quelques degrés par rapport à l'axe des Z (axe perpendiculaire au plan de cisaillement)¹⁷ entraîne des variations significatives des paramètres statistiques.

Afin d'illustrer ces paramètres, la Figure 5.1 présente une photographie d'une des surfaces du joint d'un éprouvette de type gel et une représentation en fausses couleurs de la surface A du joint d'un éprouvette de type gel. Bien que l'orientation de la surface ne soit pas la même à gauche et à droite de la figure, on peut quand même visualiser la texture de la surface. On peut notamment apercevoir, tant sur la photographie que sur la représentation *Matlab* des bulles d'air à la surface des éprouvettes. On s'aperçoit aussi que la surface A des joints comporte une vallée au centre de l'éprouvette.

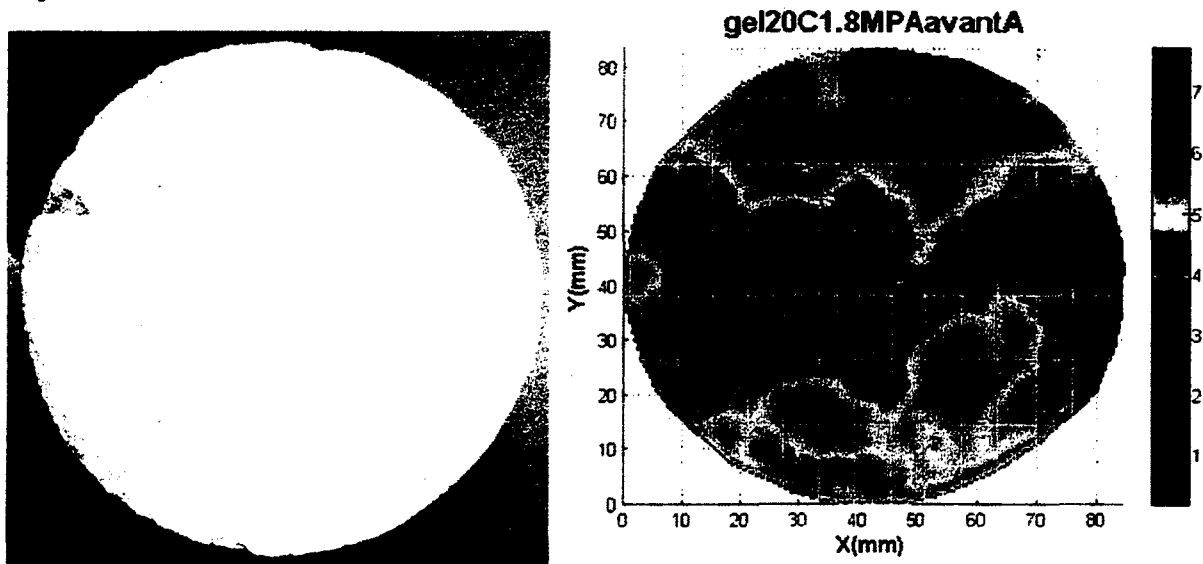


Figure 5.1 : Représentation d'un éprouvette de type gel

À gauche, photographie d'un éprouvette de type gel (orientation non-respectée). À droite, représentation graphique en fausses couleurs (Matlab) dont la direction de cisaillement est parallèle aux abscisses

En résumé, les surfaces des éprouvettes avant l'essai étaient suffisamment ressemblantes dans la direction du cisaillement (x) puisque le coefficient de variation est généralement inférieur à 20%.

¹⁷ L'orientation par rapport aux ordonnées est quant à elle corrigée par les manipulations énumérées dans la sous-section 4.6. Par conséquent, l'angle d'inclinaison du plan de cisaillement n'a pas d'incidence sur les paramètres statistiques dans la direction du cisaillement.

5.2.2 Résultats des essais de cisaillement des série de type gel

Les résultats des trois essais de la série de type gel à température ambiante sont présentés sur le graphique effort-déplacement de la Figure 5.2. Les marqueurs carrés indiquent l'emplacement des résistances au pic (maximales) alors que les résistances résiduelles sont représentées par les droites et sont égales aux constantes de l'équation de leur droite respective.

Le comportement de l'éprouvette cisailé sous une contrainte normale de 2,7MPa est élasto-plastique alors que pour les deux contraintes normales moindres, le comportement est ductile. Ce comportement élasto-plastique est dû au fait qu'à mesure que la contrainte normale augmente, l'apport de la composante géométrique de la rugosité (telle que définie à la section 3.6.1.1) diminue et l'angle de friction apparent au pic se rapproche de l'angle de friction résiduel. On remarque aussi la présence de ruptures partielles d'aspérités sur les courbes des essais sous une contrainte normale de 2,25MPa et 2,7MPa ce qui occasionne une diminution provisoire de la résistance ou un plateau transitoire avant la reprise de l'augmentation de la résistance jusqu'à son pic.

Les résultats des trois essais de la série de type gel à -40°C sont présentés sur le graphique effort-déplacement de la Figure 5.3. À l'intérieur de cette série, 2 essais ont été réalisés pour une même contrainte normale (2.25MPa) à cause d'anomalies dans les déplacements enregistrées par les LVDT lors de la calibration du montage de l'essai *gel-40°C2.25MPa*. Malheureusement, lors de la reprise de l'essai (2.25MPa-2), la résistance au cisaillement était beaucoup inférieure au premier essai à 2.25MPa (0.71MPa en comparaison à 1.15MPa) et les résultats des deux essais sont incomparables. De plus, la validité de l'essai 2.25MPa-2 (représenté par un trait gras sur la Figure 5.3) semble questionable puisque la résistance maximale enregistrée est inférieure à la résistance au cisaillement maximale enregistrée sous une contrainte normale significativement inférieure (l'essai sous une contrainte normale de 1.8MPa est représenté par la courbe en rouge). Une autre singularité de l'essai *gel-40°C2.25MPa-2* est son comportement post-rupture puisque la transition entre la portion élastique de la courbe et la portion plastique se produit presque instantanément. Ce phénomène est vraisemblablement attribuable à la formation de glace au creux des aspérités ce qui vient diminuer l'apport de celles-ci et donc, diminuer le comportement ductile d'un joint rugueux. Il est probable que le joint ait été plus humide lors de la congélation que les autres joints de la série ce qui aurait favorisé la formation de glace.

À l'opposé, les trois autres courbes de la série *gel-40°C* sur la Figure 5.3 (1.8MPa, 2.25MPa et 2.7MPa) ont toutes un comportement ductile puisque la perte de résistance au cisaillement post-rupture est brusque. Ce comportement concorde avec l'hypothèse de départ énoncée à la section 1.2 soit que les joints refroidis ont un comportement plus fragile.

La sous-section suivante vérifie l'applicabilité du critère de Barton modifié à ces deux séries d'essais à l'aide des paramètres obtenus avant les essais de cisaillement direct.

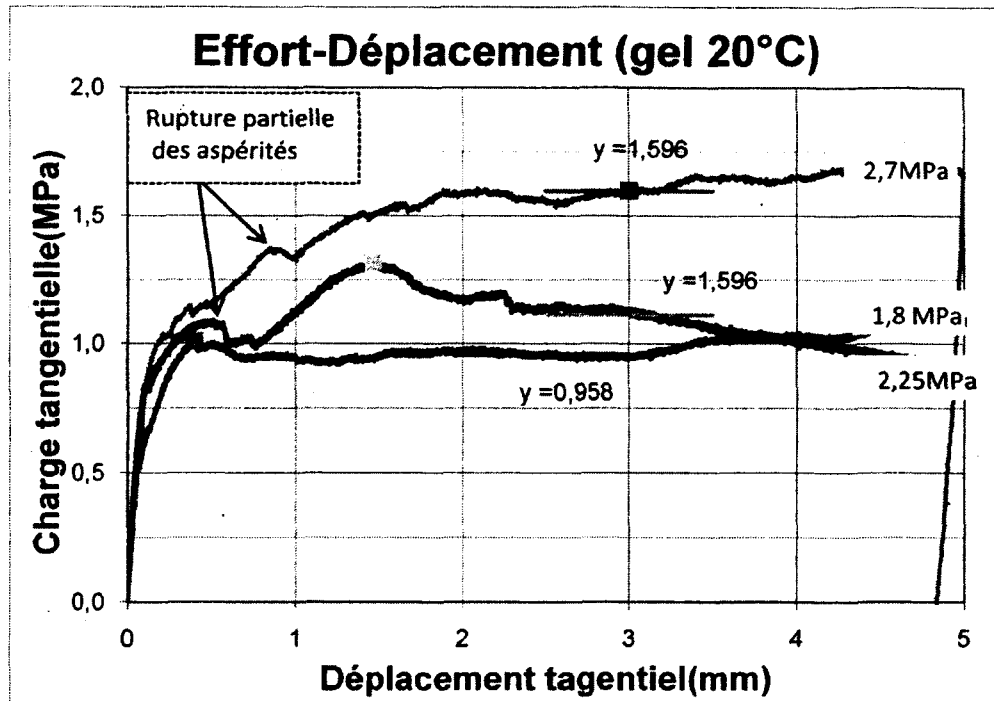


Figure 5.2 : Courbes effort-déplacement pour les trois essais de la série gel20°C¹⁸

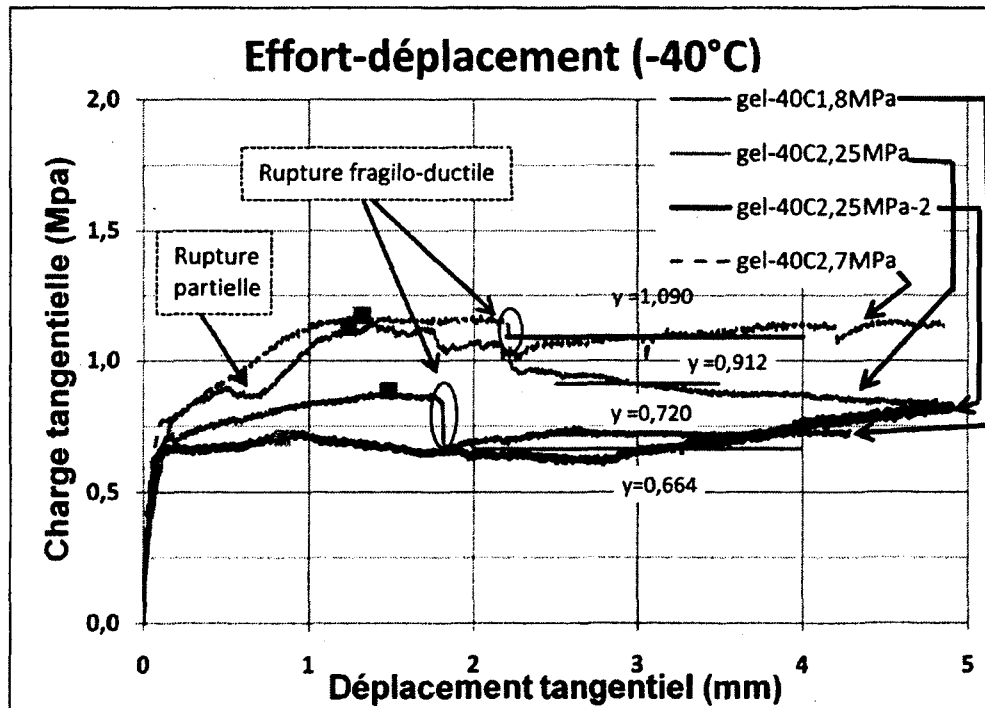


Figure 5.3: Courbes effort-déplacement pour les quatre essais de la série gel-40°C

¹⁸ La résistance résiduelle de l'essai sous une contrainte normale de 2.7MPa a été obtenue lors du retour (sous-section 4.5.5).

5.2.3.1 Comparaison entre la résistance théorique (Barton modifié) et la résistance empirique des séries de type gel

Les paramètres utilisés pour estimer la résistance au cisaillement théorique (avant l'essai) à l'intérieur du critère de Barton modifié sont inclus dans les tableaux de la section 5.2 (5.3, 5.5 et 5.6). Les valeurs de la résistance en compression (JCS) des séries de gel $20^{\circ}C$ (45MPa) et gel $-40^{\circ}C$ (83,9MPa) sont énumérées dans le Tableau 5.3. Puisque les essais de ces séries ont été exécutés sur les échantillons des trois premières gâchées, la première ligne du Tableau 5.3 a été considérée. La contrainte normale σ_N varie selon l'essai (1,8MPa, 2,25MPa ou 2,7MPa) alors que le JRC et I sont obtenus dans le Tableau 5.5, pour la série à $20^{\circ}C$, et Tableau 5.6, pour la série à $-40^{\circ}C$. Finalement, l'angle de friction résiduel ϕ_R est obtenu selon la méthode décrite au dernier paragraphe de la sous-section 4.5.5.

La Figure 5.4 expose les valeurs théoriques, telles qu'estimées par le critère de Barton modifié, et les valeurs obtenues lors des essais (empiriques) pour la série de type gel à température ambiante. On constate que le critère de Barton modifié surestime la résistance au cisaillement d'un joint particulièrement sous une faible contrainte normale (1,8MPa ou $\sigma_N/JCS=0,04$) ce qui est en désaccord avec les résultats publiés précédemment. Kulatilake [23] estime que Barton sous-estime la résistance au cisaillement lorsque le rapport σ_N/JCS est inférieur à 0,25 (ce qui est tout de même dans le domaine d'applicabilité du critère [40]). Pour les essais sous une contrainte normale de 2,25MPa ($\sigma_N/JCS=0,05$) et 2,7MPa ($\sigma_N/JCS=0,06$), les prévisions du critère semblent plutôt justes bien qu'elles sous-estiment d'environ 20% les résistances obtenues lors des essais.

La Figure 5.5 établit la comparaison entre les prévisions de l'équation 3.10 et les résultats empiriques des essais de la série de type gel à $-40^{\circ}C$. On remarque que les prévisions sont beaucoup plus divergentes que pour la série de type gel à température ambiante. En effet, l'erreur relative du critère de Barton modifié est généralement supérieure à 50%. L'ampleur de cette divergence pourrait être attribuable à la différence de résistance à la compression entre les cylindres témoins lors des essais de compression et les éprouvettes lors des essais de cisaillement après congélation. Cette différence de résistance est plausible puisque la température lors des deux essais était forcément différente. En effet, les cylindres étaient brisés très rapidement après la sortie du congélateur alors que la mise en place du moule (de l'éprouvette confinée) nécessite près de 30 minutes de manipulation. Par conséquent, il est raisonnable de croire que la température des cylindres lors des essais de compressions étaient très près de $-40^{\circ}C$ alors que la celle des éprouvettes mesurée à l'aide de thermocouples dans les éprouvettes lors de l'essai de cisaillement variait entre $-40^{\circ}C$ et $-25^{\circ}C$.

De plus, puisque la résistance à la compression du joint (JCS) est déterminée par l'essai de compression uniaxiale (section 4.3) et que cet essai permet de déterminer plus spécifiquement la résistance à la compression du béton de masse (UCS), il se peut que le JCS ait été surestimé. En effet, la résistance à la compression d'un joint (JCS) est généralement déterminé à l'aide des mesures au marteau de Schmidt (section 3.4) alors que l'essai de résistance à la compression uniaxiale a été utilisé dans les présentes recherches pour déterminer ce JCS . Puisque que la résistance à la compression d'un joint ne peut qu'être inférieure ou égale à la résistance ultime du

béton ($JCS \leq UCS$), il se peut qu'une surestimation du JCS ait été occasionnée par cette approximation. Cette surestimation est plus importante lorsque la surface du joint est altérée (section 5.3.3.1).

Toutefois puisque la résistance au cisaillement selon Barton varie en fonction de la tangente du logarithme ($\tau = f(\tan(\log(JCS/\sigma_N))$ équation 3.10) de la résistance à la compression, la surestimation de la résistance à la compression n'explique pas totalement la surestimation d'environ 55% des essais gelés par rapport à 23% pour les essais non-gelés (si l'on enlève le point marginal).

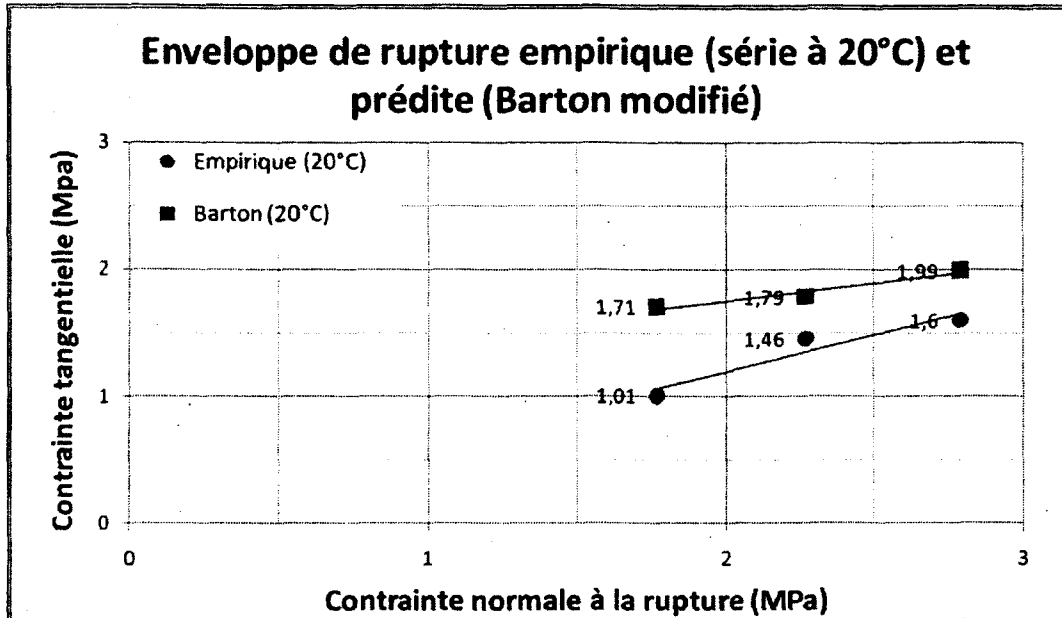


Figure 5.4 : Comparaison entre les enveloppes de rupture théoriques (Barton modifié) et expérimentales de la série de type gel à 20°C.

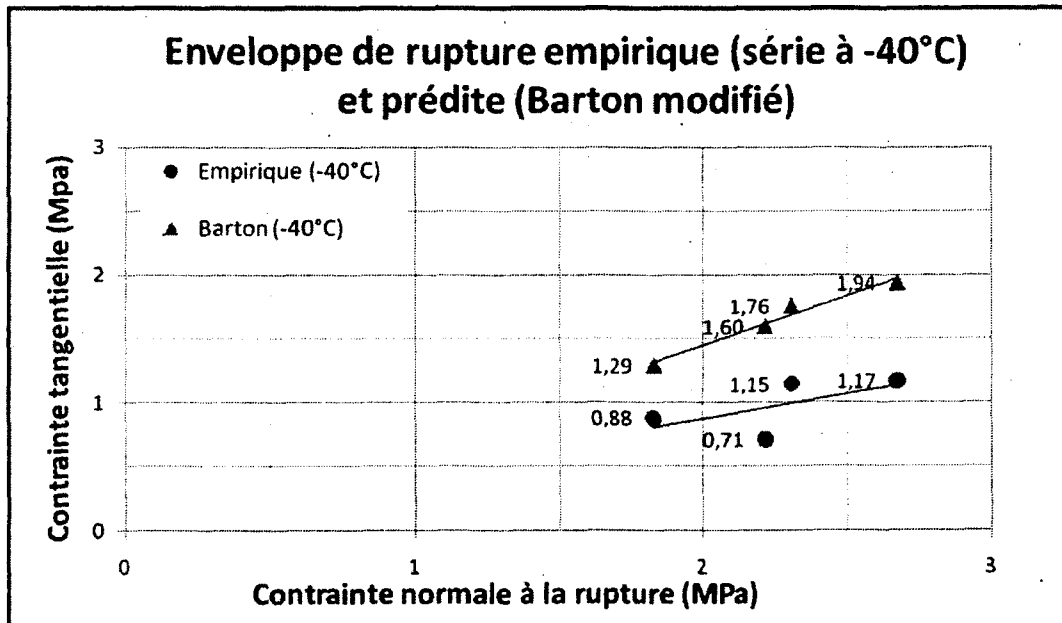


Figure 5.5: Comparaison entre les enveloppes de rupture théoriques (Barton modifié) et expérimentales de la série de type gel à -40°C

5.3 Essais sur les éprouvettes endommagées (essais de type gel-dégel)

Dans cette section, les résultats des essais effectués pour remplir le deuxième objectif du programme expérimental (section 4.1) sont présentés. Alors que les échantillons de la gâchée 4 ont été utilisés pour la série d'essai de type gel-dégel intact (gd 0%), les échantillons des deux premières gâchées ont été utilisés pour les séries d'essais des échantillons endommagés après avoir passé 89 cycles (gd90%), 209 cycles (gd80%) et 289 cycles (gd70%) dans le cabinet de gel-dégel (Figure 4.5) aux côtés des prismes témoins (issues de la première gâchée seulement).

Les résultats des essais permettant de quantifier la dégradation, tel que décrit dans la section 4.4, sont illustrés sur les figures 5.6 et 5.7. Les éprouvettes et les poutres témoins ont subi 5 cycles de gel-dégel par jour dont la température variait entre -20°C et 8°C .

La poutre témoin 1 a toutefois subi un cheminement différent des deux autres poutres puisqu'elle a servi à la calibration du cabinet. Elle avait subi 60 cycles de gel-dégel d'amplitude variable afin de trouver l'amplitude des cycles à appliquer aux éprouvettes avant même que celles-ci soit installées dans le cabinet. Elle avait donc perdu près de 5% de sa vitesse de propagation au début du processus d'endommagement des éprouvettes. Néanmoins, lorsqu'elle avait subit 269 cycles, sa vitesse de propagation était la presque la même que la vitesse de propagation de la poutre 3 ayant subi 209 cycles. Elle a donc pu servir de témoin représentatif des échantillons ayant subi 209 cycles alors qu'elle en avait subi 269 (dont 60 d'amplitude moindre et variable).

La Figure 5.6 présente la variation de masse que les 3 poutres ont subie durant les chocs thermiques. Cette méthode d'évaluation est moins pertinente que la deuxième présentée sur la Figure 5.7 puisque la perte de masse provient principalement de l'écaillage et elle n'est donc pas un bon indicateur de la fissuration interne. De plus, l'écaillage peut se produire simplement en essuyant la poutre au sortir du cabinet de gel-dégel ce qui signifie que la pesée devient un procédé stochastique puisque la masse varie selon la pression appliquée lors de l'essuyage.

La Figure 5.7 montre l'évolution du coefficient R (dans l'équation 5.2) en fonction des cycles de gel-dégel subis. Ce rapport a été défini comme le rapport des vitesses (V_T/V_0) élevé au carré dans l'équation 4.1. De plus, les résultats sur cette figure sont plus homogènes que sur la figure précédente car l'écaillage a moins d'influence sur la vitesse de propagation de l'onde P que sur la masse. C'est pourquoi les séries de gel-dégel seront ci-devant classées selon la moyenne du coefficient R des trois poutres.

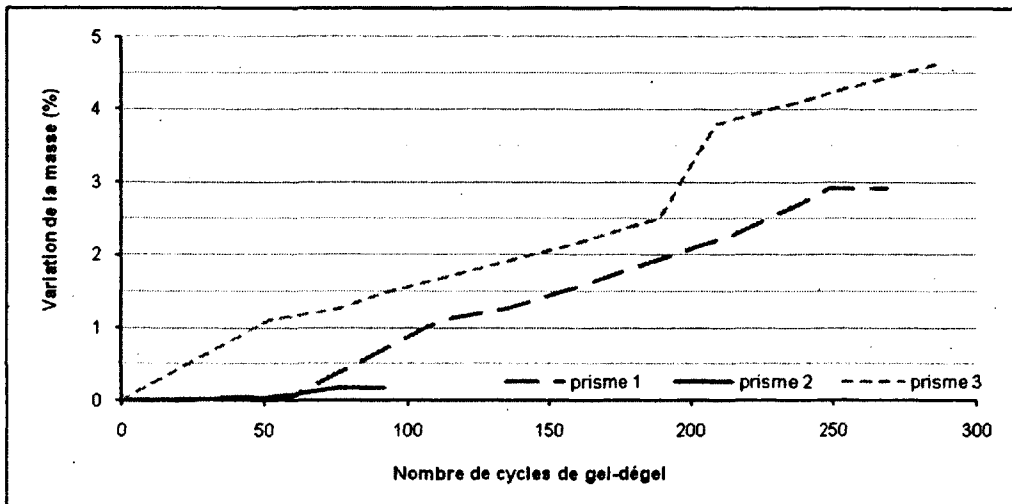


Figure 5.6 : Variation de la masse des poutres de la 1ere gâchée en fonction des cycles de gel-dégel subis

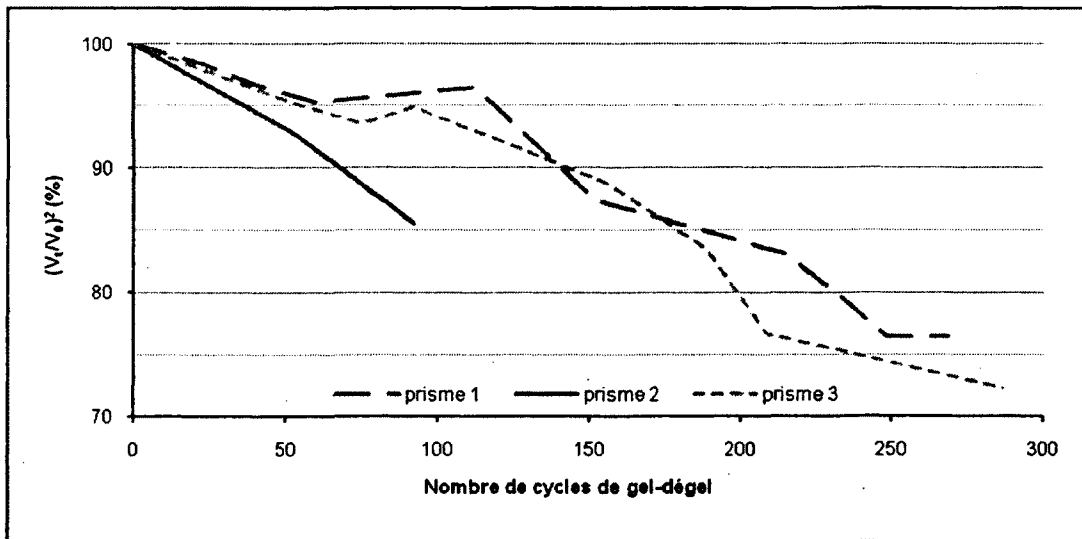


Figure 5.7 : Chute de la vitesse des ondes-P en fonction des cycles de gel-dégel subis

5.3.1 Résultats des essais de résistance à la compression

Les résistances à la compression sur les cubes des poutres témoin sont présentées dans le Tableau 5.7.

Tableau 5.7 : Évolution de la résistance à la compression des cubes en fonction de la quantité de cycle de gel-dégel que leur poutre témoin a subi

Gâchée	Résistance en fonction des cycles (MPa) ¹⁹			
	$(V_T/V_0)^2 = 100\%$ (0 cycles)	$(V_T/V_0)^2 = 90\%$ (89 cycles)	$(V_T/V_0)^2 = 80\%$ (209 cycles)	$(V_T/V_0)^2 = 70\%$ (289 cycles)
1	42,2	37,5	34,0	33,9
4	38,9	N/D	N/D	N/D

La résistance à la compression à 0 cycles de la gâchée 4 sera utilisé en tant que JCS dans l'équation 3.10 pour prévoir la résistance au cisaillement des éprouvettes n'ayant subi aucun cycles (gd0%). Les résistances à la compression après 89 cycles, 209 cycles et 289 cycles seront utilisées dans la même équation pour prédire la résistance au cisaillement des éprouvettes de leur série d'essais respective (gd90%, gd 80% et gd70%).

5.3.2 Relevés topographiques à l'aide du profilomètre laser

Les paramètres statistiques obtenus à l'aide de la méthodologie décrite à la section 4.6 et du balayage des surfaces des éprouvettes des séries de type gel-dégel sont listés dans les tableaux 5.8, 5.9 5.10 et 5.11. Ces paramètres étant quantitatifs et difficile visualiser, chaque tableau est suivi de représentations d'exemples de surfaces permettant de les apprécier visuellement. Puisque l'éprouvette est inversé dans les essais de type gel-dégel (à cause d'une différence dans le montage expérimental), les surfaces balayées avec le profilomètre avant l'essai sont les surfaces B (complément de la surface A). Du fait, un plateau au centre est discernable dans la direction du cisaillement (et non une vallée comme à la Figure 5.1).

Le Tableau 5.8 présente les paramètres de la série de type gel-dégel intact (gd0%). Le relevé du premier essai de la série étant non-disponible du à une défectuosité du profilomètre lors des manipulations, l'analyse statistiques de la troisième section du tableau perd un peu de sa pertinence. Néanmoins, on remarque une bonne corrélation entre les paramètres Z_2 et Z_3 comme en fait foi l'écart type normalisé inférieur à 22% dans la direction du cisaillement ($_x$). Les JRC ont une divergence légèrement supérieure ce qui est attribuable à l'orientation des éprouvettes lors du confinement de ceux-ci et aussi à la présence de bulles d'air (dont l'emplacement est aléatoire) à la surface des éprouvettes (voir Figure 5.8).

Après 89 cycles thermiques dans le cabinet de gel-dégel, la fissuration a créé de la microrugosité à la surface des éprouvettes de la série de type gel-dégel endommagé à 90% (gd90%). Cette microrugosité a pour effet d'accroître la valeur nominale des paramètres statistiques de rugosité comme le démontre le Tableau 5.9. En effet, tous ces paramètres ont augmenté et le JRC aussi. L'accroissement de la fissuration est difficilement discernable lorsqu'on compare la Figure 5.9 à la Figure 5.8 du à l'amplitude des macro-aspérités par rapport aux micro-aspérités développées

¹⁹ Les résistances affichées dans ce tableau sont les moyennes des résistances obtenues lors d'essais sur 3 ou 4 cubes issus d'un même prisme témoin.

dans le cabinet de gel-dégel (l'amplitude des macro-aspérités fait en sorte que les micro-aspérités sont dissimulés entre différentes teintes d'une même couleur).

Après 209 cycles, les surfaces de la série de type gel-dégel endommagée à 80% (gd80%) commencent à s'écailler, exposant ainsi les granulats comme le démontre la Figure 5.10. Ces cycles additionnels ne semblent pas avoir eu de conséquences significatives sur les paramètres du Tableau 5.10. Il semble que l'écaillage partiel ait aplani la surface parce que le rayon de courbure des aspérités, représenté par le paramètre Z_3 (techniquement il s'agit du *RMS* du rayon de courbure moyen), a diminué dans les deux directions. Le paramètre Z_2 n'a pas changé significativement ayant subi qu'une très légère diminution. De plus, le JRC est pratiquement inchangé en comparaison avec la série précédente. L'homogénéité des surfaces de la série gd80% a augmenté car l'écart type normalisé se situe sous les 10% pour les paramètres Z_2 , Z_3 , R_L et JRC. Cette homogénéité témoigne de la reproductivité de la méthodologie du moins, jusqu'à un endommagement de 80%.

La Figure 5.10 permet d'observer 'l'aplanissement' d'une surface après 209 cycles. En effet, les couleurs de la partie droite de la figure s'estompent plus doucement. On remarque aussi que l'écaillage crée des creux en périphérie de l'éprouvette (particulièrement à $x=40\text{mm}$ et $y=80\text{mm}$). Finalement, le plateau au centre de l'éprouvette s'estompe lui aussi.

Les paramètres de rugosité de la série gd70% ont drastiquement augmenté lorsqu'on les compare aux paramètres de la série gd80% comme le démontre le Tableau 5.11. Cette augmentation est particulièrement visible en comparant les JRC moyens des deux séries. Il en résulte que le JRC accroît aussi beaucoup au point qu'en utilisant l'équation 4.7, la surface destinée à subir le cisaillement sous une contrainte normale de 2.7MPa a dépassé la valeur limite de 20 fixée par Barton.

La Figure 5.11 montre que l'écaillage s'est poursuivi jusqu'à 289 cycles. En effet, celui-ci a pratiquement fait disparaître la pâte de ciment de surface liée au ressuage. On remarque aussi, sur la représentation en fausses couleurs, que le plateau central s'est effrité laissant place à deux sommets aux extrémités de l'axe des abscisses. En général, on observe un plus grand nombre d'aspérités de moindre élévation (la fréquence augmente mais l'amplitude diminue). On observe effectivement beaucoup de changement de couleurs mais peu de couleurs 'extrême' (peu de rouge).

La Figure 5.12 synthétise en quelques sortes les paramètres énumérés dans les quatre tableaux précédents : elle présente la valeur de la moyenne des JRC (au centre d'un domaine de plus ou moins un écart type) en fonction du nombre de cycles de gel-dégel subis. On observe que le développement de la rugosité semble une fonction exponentielle du nombre de cycles de gel-dégel subis. En effet, bien qu'on observe une légère augmentation en 0 et 89 cycles (gd0% et gd90%) due à la micro-fissuration de surface, le JRC augmente significativement entre 209 et 289 cycles (gd80% et gd70%) suite à l'écaillage de la pâte de ciment en surface.

Tableau 5.8 : Paramètres obtenus à l'aide du profilomètre laser sur les éprouvettes de type gel-dégel de la série intacte (gd0%)

I: Paramètres statistiques	II: Résultats obtenus avant chacun des essais (pour chacune des contraintes normales de la série)			III: Comparatif	
	$\sigma_N=1.8\text{MPa}$	$\sigma_N=2.25\text{MPa}$	$\sigma_N=2.7\text{MPa}$	Moyenne	Écart type norm. (%)
CLA Moy (mm)	N/D	5,083	2,567	3,825	47
RMS Moy (mm)	N/D	5,204	2,827	4,0155	42
Z2 x Moy	N/D	0,173	0,237	0,205	22
Z2 y Moy	N/D	0,341	0,351	0,346	2
Z3 x Moy	N/D	0,324	0,326	0,325	0
Z3 y Moy	N/D	0,727	0,749	0,738	2
Z4 x Moy	N/D	-0,017	0	-0,0085	141
Z4 y Moy	N/D	0,096	-0,004	0,046	154
RL x Moy	N/D	1,012	1,02	1,016	1
RL y Moy	N/D	1,039	1,046	1,0425	0
JRC x (Éq. 4.7)	N/D	7,5	11,9	9,7	32
l_x (°)(régression)	N/D	-2,9	2,6		

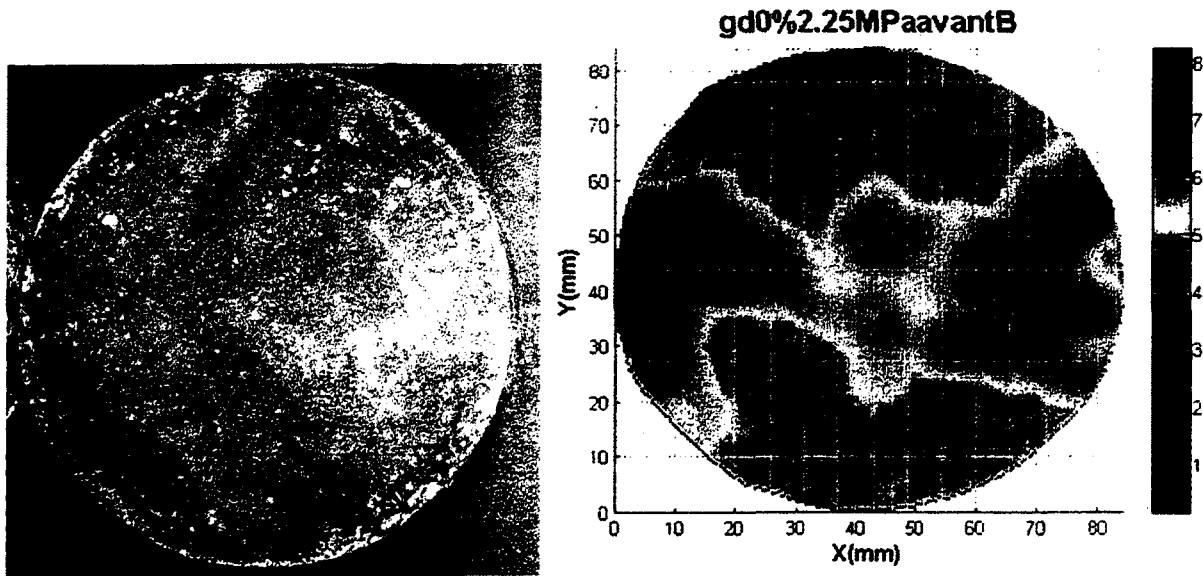


Figure 5.8 : Représentation de la surface d'une éprouvette de type gel-dégel intacte (0 cycle)

À gauche, photographie d'un éprouvette de type gel-dégel intacte (orientation non-respectée). À droite, représentation graphique en fausses couleurs (Matlab) dont la direction de cisaillement est parallèle aux abscisses

Tableau 5.9 : Paramètres obtenus à l'aide du profilomètre laser sur les éprouvettes de type gel-dégel de la série endommagée à 90% (89 cycles) (gd90%)

I: Paramètres statistiques	II: Résultats obtenus avant chacun des essais (pour chacune des contraintes normales de la série)			III: Comparatif	
	$\sigma_N=1.8\text{MPa}$	$\sigma_N=2.25\text{MPa}$	$\sigma_N=2.7\text{MPa}$	Moyenne	Écart type norm. (%)
CLA Moy (mm)	4,526	5,423	3,466	4,472	22
RMS Moy (mm)	4,687	5,56	3,666	4,638	20
Z2 x Moy	0,19	0,266	0,209	0,222	18
Z2 y Moy	0,427	0,484	0,343	0,418	17
Z3 x Moy	0,364	0,493	0,528	0,462	19
Z3 y Moy	1,009	0,94	0,733	0,894	16
Z4 x Moy	-0,018	-0,025	-0,015	-0,019	27
Z4 y Moy	0,181	0,01	-0,05	0,047	255
RL x Moy	1,015	1,027	1,019	1,020	1
RL y Moy	1,05	1,073	1,05	1,058	1
JRC x (Éq. 4.7)	8,8	13,5	10,1	10,8	22
l_x (°)(régression)	-2,9	-2,7	2,3		

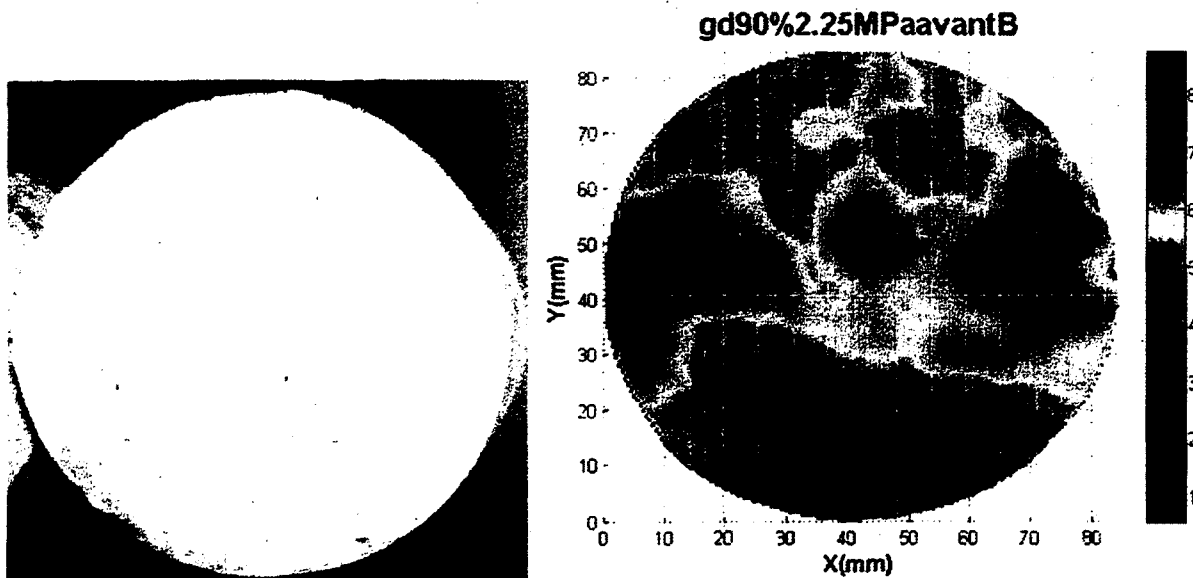


Figure 5.9 : Représentation de la surface d'une éprouvette de type gel-dégel endommagée à 90% (89 cycles)

À gauche, photographie d'un éprouvette de type gel-dégel endommagé à 90% (orientation non-respectée). À droite, représentation graphique en fausses couleurs (Matlab) dont la direction de cisaillement est parallèle aux abscisses

Tableau 5.10 : Paramètres obtenus à l'aide du profilomètre laser sur les éprouvettes de type gel-dégel de la série endommagée à 80% (209 cycles) (gd80%)

I: Paramètres statistiques	II: Résultats obtenus avant chacun des essais (pour chacune des contraintes normales de la série)			III: Comparatif	
	$\sigma_N=1,8\text{MPa}$	$\sigma_N=2,25\text{MPa}$	$\sigma_N=2,7\text{MPa}$	Moyenne	Coeff. de var. (%)
CLA Moy (mm)	4,205	3,487	5,522	4,41	23
RMS Moy (mm)	4,372	3,712	5,66	4,58	22
Z2 x Moy	0,215	0,235	0,214	0,22	5
Z2 y Moy	0,361	0,364	0,357	0,36	1
Z3 x Moy	0,449	0,444	0,41	0,43	5
Z3 y Moy	0,834	0,803	0,74	0,79	6
Z4 x Moy	-0,042	-0,026	-0,021	-0,03	37
Z4 y Moy	0,217	-0,027	0,164	0,12	109
RL x Moy	1,021	1,023	1,019	1,02	0
RL y Moy	1,055	1,054	1,051	1,05	0
JRC x (Éq. 4.7)	10,5	11,8	10,5	10,9	7
l_x (°)(régression)	-4	-3,5	-3,3		

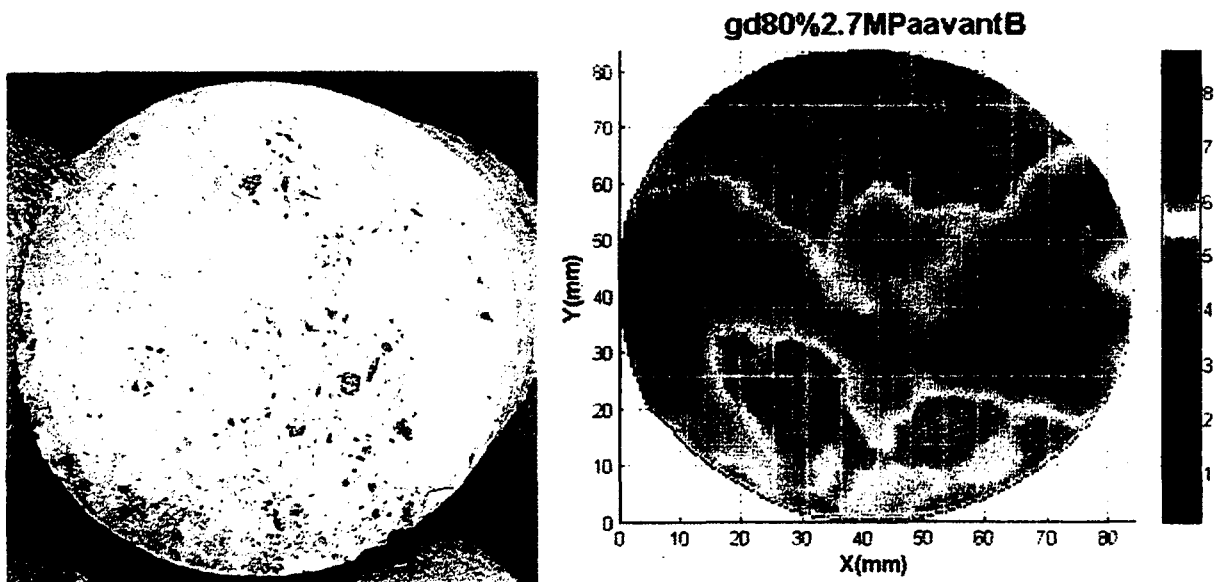


Figure 5.10 : Représentation d'une surface d'une éprouvette de type gel-dégel endommagée à 80% (209 cycles)

À gauche, photographie d'une surface d'une éprouvette de type gel-dégel endommagée à 80% (orientation non-respectée). À droite, représentation graphique en fausses couleurs (Matlab) dont la direction de cisaillement est parallèle aux abscisses

Tableau 5.11 : Paramètres obtenus à l'aide du profilomètre laser sur les éprouvettes de type gel-dégel de la série endommagée à 70% (289 cycles) (gd70%)

I: Paramètres statistiques	II: Résultats obtenus avant chacun des essais (pour chacune des contraintes normales de la série)					III: Comparatif	
	0,6MPa	1,8MPa	2,25MPa	2,25MPa-2	2,7MPa	Moyenne	Coeff. de var. (%)
CLA Moy (mm)	5,306	3,120	6,037	4,872	6,480	5,16	25
RMS Moy (mm)	5,460	3,318	6,152	5,001	6,634	5,31	24
Z2 x Moy	0,345	0,288	0,384	0,236	0,440	0,34	24
Z2 y Moy	0,520	0,453	0,592	0,414	0,723	0,54	23
Z3 x Moy	0,687	0,686	0,950	0,482	0,980	0,76	27
Z3 y Moy	1,105	1,046	1,485	0,934	1,587	1,23	23
Z4 x Moy	-0,002	-0,012	-0,035	-0,053	-0,055	-0,03	76
Z4 y Moy	0,203	0,088	0,207	-0,001	0,112	0,12	71
RL x Moy	1,044	1,035	1,060	1,024	1,059	1,04	1
RL y Moy	1,100	1,081	1,122	1,066	1,140	1,10	3
JRC x (Éq. 4.7)	17,2	14,6	18,7	11,8	20,6	16,6	21
I_x (°)(régression)	-1,3	-0,8	-2,7	-4,8	-0,9		

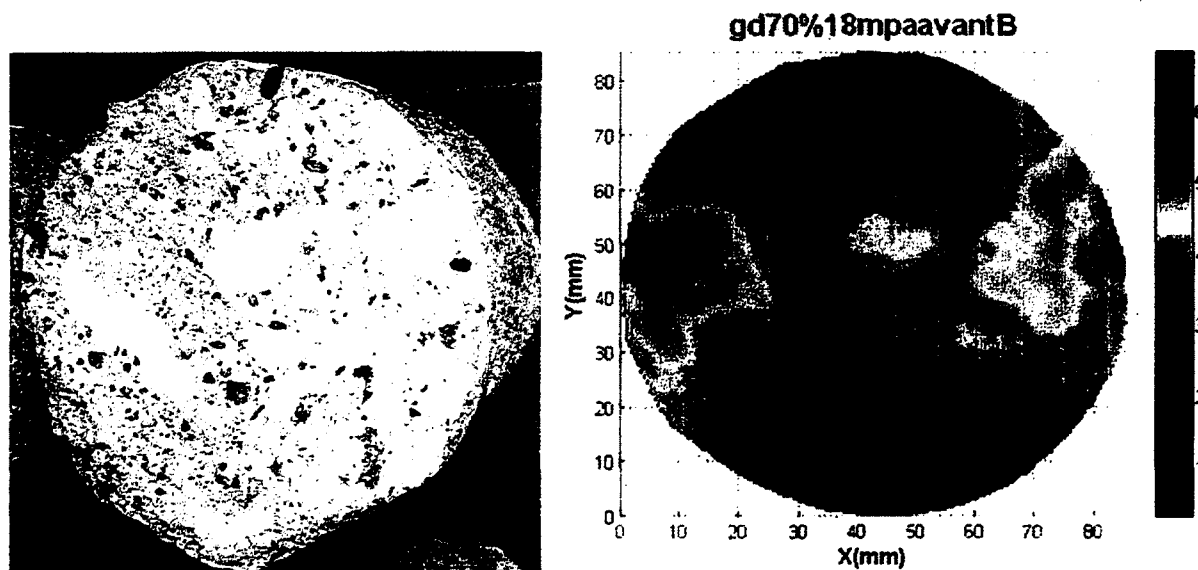


Figure 5.11 : Représentation d'une surface d'une éprouvette de type gel-dégel endommagée à 70% (289 cycles)

À gauche, photographie d'une surface d'une éprouvette de type gel-dégel endommagée à 70% (orientation non-respectée). À droite, représentation graphique en fausses couleurs (Matlab) dont la direction de cisaillement est parallèle aux abscisses

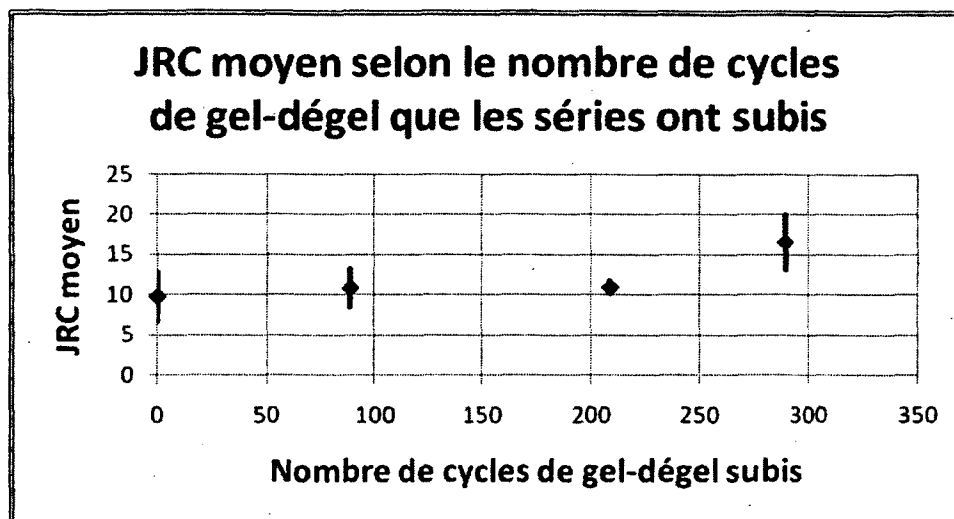


Figure 5.12 : Évolution de la moyenne des JRC des éprouvettes d'une série de type gel-dégel donnée en fonction du nombre de cycles subis par les éprouvettes de cette série

5.3.3 Résultats des essais de cisaillement

Les figures de cette sous-section montrent les résultats des essais de cisaillement direct. Les marqueurs noirs montrent l'emplacement de la valeur de résistance au cisaillement maximale alors que les constantes des équations sur les figures représentent les résistances résiduelles (après rupture). En général, les courbes rouges, vertes et bleues représentent les essais sous une contrainte normale de 1,8MPa, 2,25MPa et 2,7MPa respectivement.

La Figure 5.13 montre une tendance élasto-plastique lors des essais sur les joints de type gel-dégel intacts ce qui suggère une faible contribution des aspérités [24]. Cette hypothèse est confirmée lorsqu'on compare ces résultats avec ceux des essais de type gel à température ambiante (Figure 5.2) pour lesquels une transition de ductile à élasto-plastique est décelable à mesure que la contrainte normale augmente (pour une contrainte normale plus élevée, un plus grand nombre d'aspérités est brisé sans contribuer pleinement à la résistance au cisaillement). Cette transition n'existe pas dans la Figure 5.13 puisque la rugosité est moins importante (JRC=9,7 au lieu de JRC=10,5 pour les éprouvettes de gel 20°C) à cause de la pellicule plastique appliquée sur les surfaces clones lors de la mise en place du béton (sous-section 4.2.4). Il en résulte que l'apport des aspérités et de la dilatance est minime lors des trois essais de la Figure 5.13 et non uniquement pour la contrainte normale la plus élevée (Figure 5.2).

Tel que mentionné à la sous-section précédente, la fissuration de surface a augmenté la microrugosité des éprouvettes lors des 89 premiers cycles de gel-dégel. Il s'ensuit que les joints de la série de type gel-dégel endommagée à 90% ont un comportement ductile²⁰ du à une

²⁰ L'essai gd90%1.8MPa n'a pas un comportement ductile mais la transition entre la zone élastique et la zone plastique étant longue, on peut conclure que la rupture des aspérités a été progressive mais aussi assez importante.

contribution plus élevée de la rugosité [24] tel qu'illustré sur la Figure 5.14. Cette hypothèse semble justifiée surtout si l'on considère l'accroissement du JRC lors des 89 premiers cycles de gel-dégel (JRC =9,7 à JRC=10,8). Les éprouvettes de la série d'essai gd90% de la Figure 5.14 ont par ailleurs un comportement comparables à la série de gel20°C de la Figure 5.2 tout comme leur JRC (10,8 et 10,5). Le déplacement à la rupture diminue clairement à mesure que la contrainte normale augmente ce qui est en accord avec la littérature [9]6].

Les courbes de la série de type gel-dégel ayant subi 209 cycles (gd80%) ont clairement un comportement élasto-plastique (Figure 5.15). L'hypothèse de l'auteur est que puisque la résistance à la compression diminue (Tableau 5.2) et ce même si le JRC augmente, les aspérités bien que nombreuses sont trop faibles pour contribuer pleinement et générer un comportement ductile. Elle se rompre avant de contribuer à la dilatance.

Lors de la série de type gel-dégel endommagée à 70%, cinq essais ont été effectués puisque lors du premier essai, un bris mécanique (techniquement il s'agit d'un bris hydraulique) a empêché l'établissement de la contrainte normale de 1,8MPa souhaitée. La contrainte maximale qui a été maintenue ce jour-là est de 0,6MPa. Celle-ci est suffisamment faible par rapport à la résistance des aspérités pour que le comportement soit ductile. L'autre essai supplémentaire, sous une contrainte normale de 2,25MPa (appelé 2,25MPa-2 car il s'agit du deuxième essai sous une contrainte normale de 2,25MPa), a été exécuté afin de s'assurer la validité de l'essai précédent pour lequel la résistance maximale semble anormalement faible (1,5MPa) puisqu'elle se situe sous la courbe de l'essai sous une contrainte normale de 1,8MPa.

La sous-section 5.3.3.1 vérifie la validité du critère de Barton modifié pour prédire le comportement des joints ayant subi des cycles de gel-dégel.

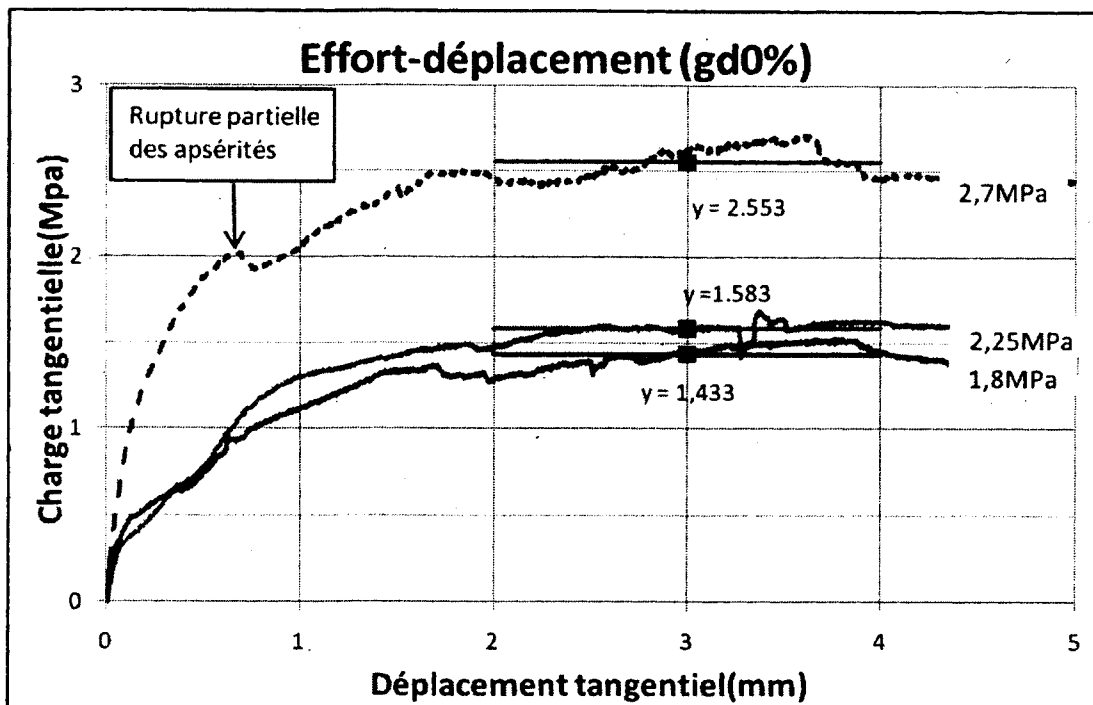


Figure 5.13 : Courbes effort-déplacement pour les trois essais de la série de type gel-dégel intacte (gd0%)

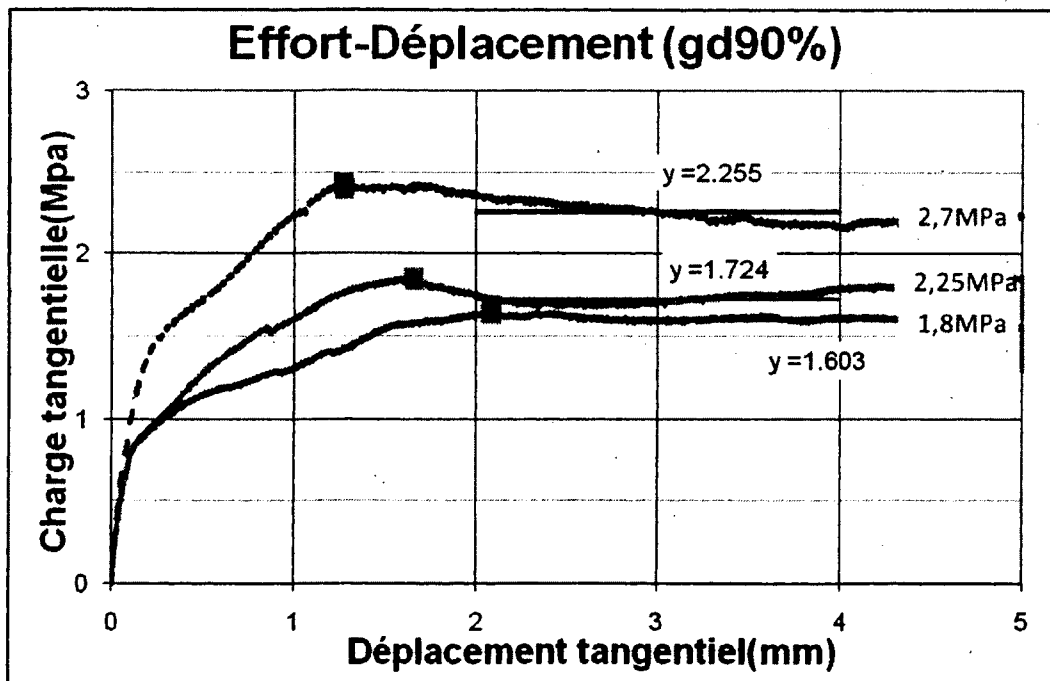


Figure 5.14 : Courbes effort-déplacement pour les trois essais de la série de type gel-dégel endommagée à 90% (gd90%)

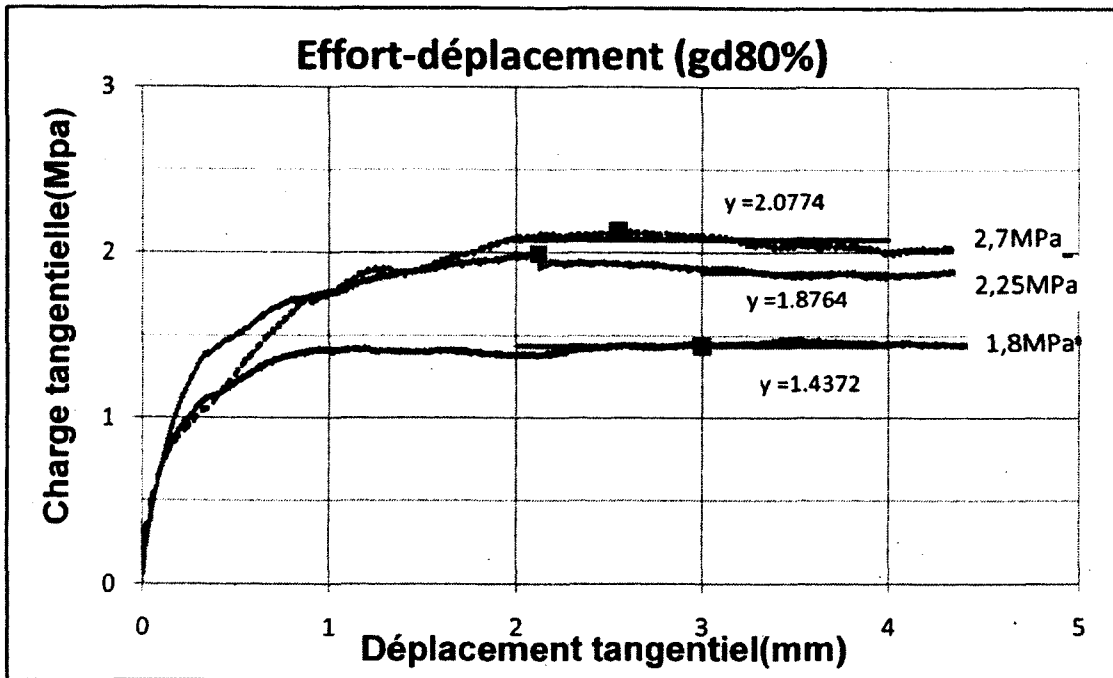


Figure 5.15 : Courbes effort-déplacement pour les trois essais de la série de type gel-dégel endommagée à 80% (gd80%)

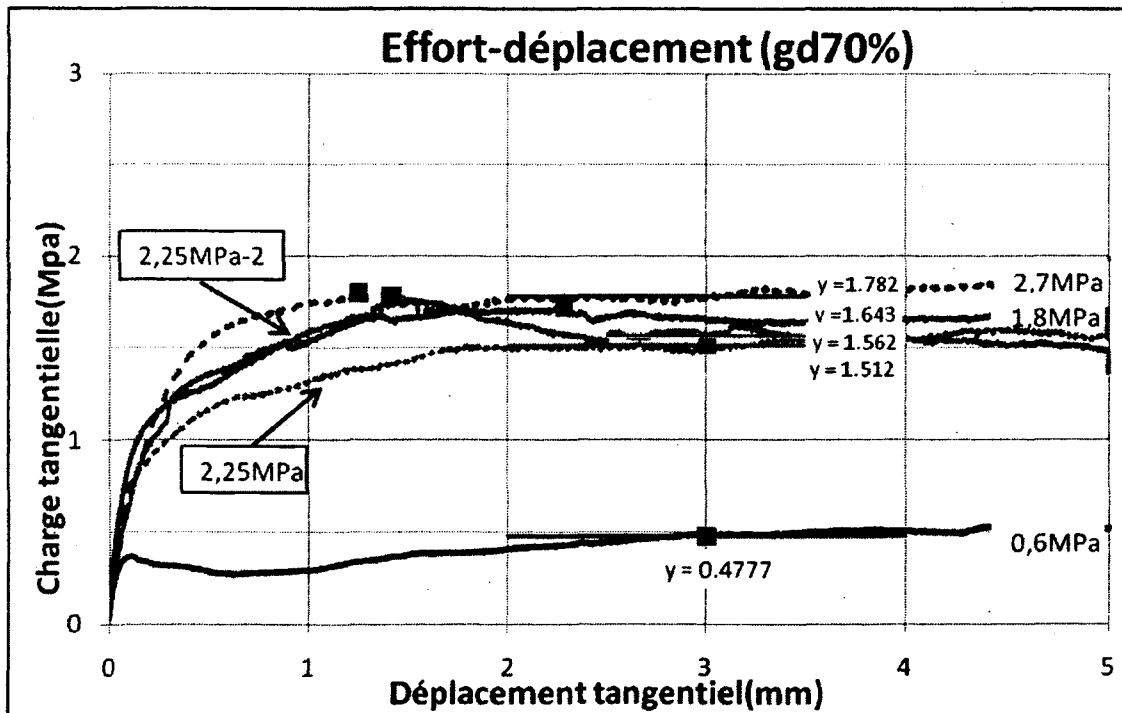


Figure 5.16 : Courbes effort-déplacement pour les trois essais de la série de type gel-dégel endommagée à 70% (gd70%)

5.3.3.1 Comparaison entre la résistance théorique (Barton modifié) et la résistance empirique des séries de type gel-dégel

Les résistances à la compression (JCS) utilisées pour prévoir la résistance des joints lors des essais à l'aide du critère de Barton modifié (Éq.3.10) sont énumérées dans le Tableau 5.. Pour la série de type gel-dégel intacte (gd0%), le béton de la gâchée 4, dont la résistance à la compression était égale à 38,9MPa, a été utilisé. À l'opposé, les séries endommagées à 90% (89 cycles), 80% (209 cycles) et 70%(289 cycles) étaient composées du béton des trois premières gâchées dont la résistance se détérioraient en fonction du nombre de cycles subis (37,5MPa après 89 cycles, 34MPa après 209 cycles et 33,9MPa après 289 cycles). Les angles d'inclinaison (I) et les JRC pour chacun des essais ont été énumérés précédemment (gd0% dans le Tableau 5.8, gd90% dans le Tableau 5.9, gd80% dans le Tableau 5.10et gd70% dans le Tableau 5.11).

Les prévisions du critère sont illustrées par les carrés rouges dans les figures de la présente sous-section. La Figure 5.17 suggère que l'équation 3.10 sous-estime la résistance au cisaillement pour de faible rapport σ_N/JCS tout comme les études de Kulatilake sur ce critère [23] mais qui est contraire à la tendance observée à la sous-section 5.2.3.1. En effet, l'essai sous une contrainte normale de 2,25MPa ($\sigma_N/JCS=0.06$) et sous une contrainte normale de 2,7MPa ($\sigma_N/JCS=0.07$) font preuve d'une faible sous-estimation de 12% et 4% respectivement. On peut donc conclure que l'équation 3.10 et la méthodologie employée est suffisamment précise pour prédire la résistance au cisaillement de joints intacts (du moins pour ces rapports σ_N/JCS).

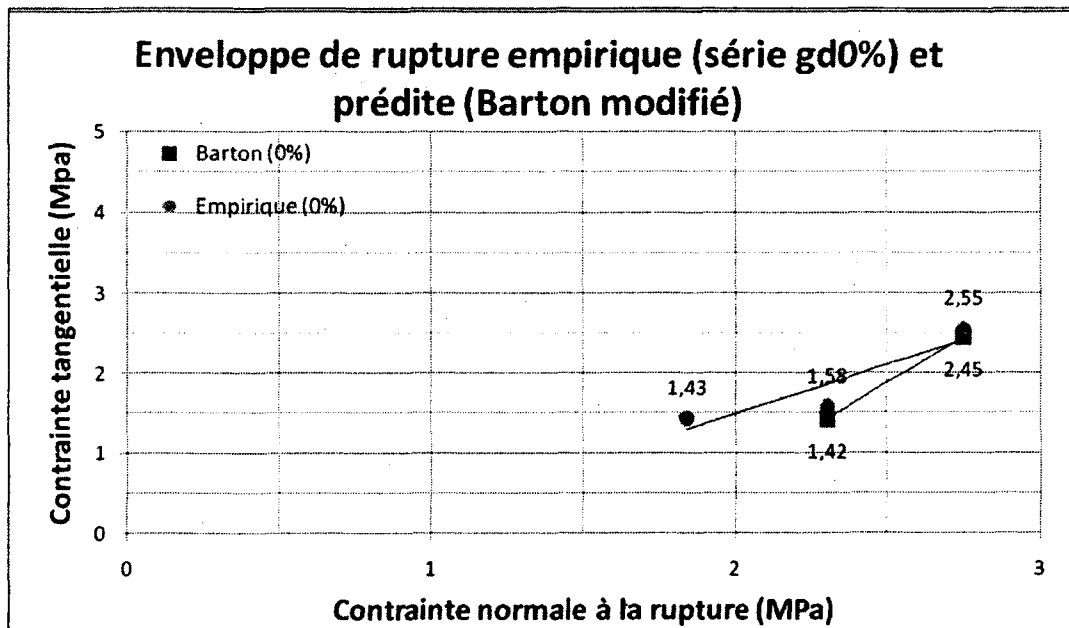


Figure 5.17 : Comparaison entre les résultats théoriques (Barton modifié) et expérimentaux de la série de type gel-dégel intacte

La Figure 5.18 expose la relation entre les résultats prévus et les résultats obtenus lors de la série gd90%. Les prévisions sous-estiment encore une fois la résistance au cisaillement 'réelle' sous une contrainte normale de 1.8MPa ($\sigma_N/JCS=0.05$). Les prévisions pour les deux essais

subséquents démontrent une légère surestimation même si leurs rapports σ_N/JCS sont faibles (0.06 et 0.07) ce qui tend à réfuter la dernière conclusion quand à la sous-estimation de l'équation 3.10 pour de faibles rapports σ_N/JCS . Les prévisions sont encore une fois assez précises pour un endommagement de 90%.

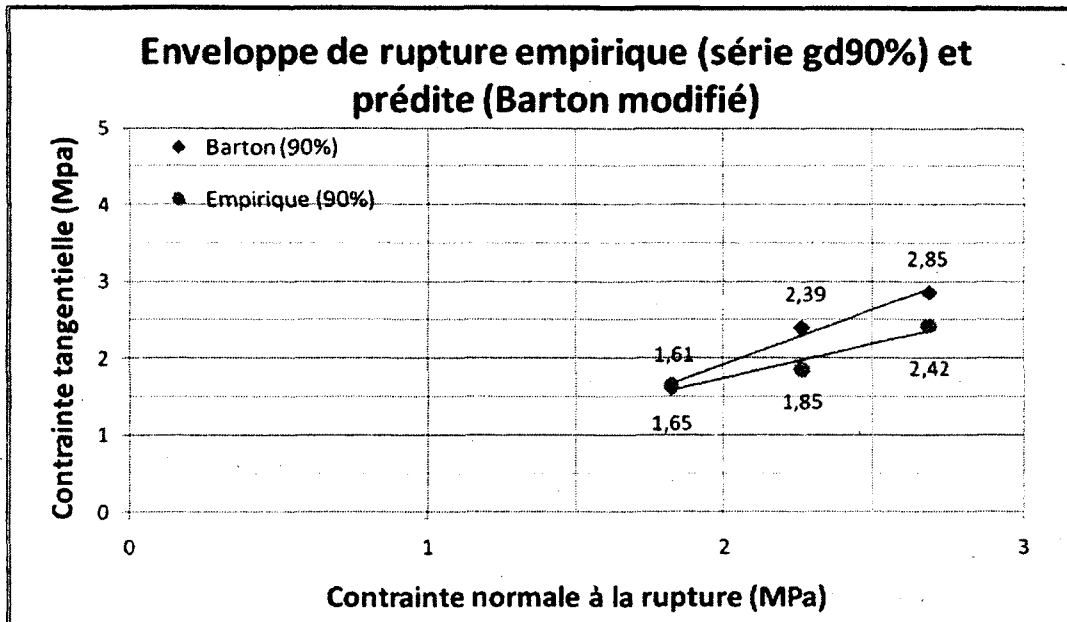


Figure 5.18 : Comparaison entre les résultats théoriques (Barton modifié) et expérimentaux de la série de type gel-dégel à 90%

Les prévisions de l'équation 3.10 sont elles aussi assez près des résultats après 209 cycles de gel-dégel (Figure 5.19) puisque l'erreur relative entre les prévisions et les résultats empiriques se situe aux alentours de 20%. Les surestimations observées tendent encore une fois à contredire les conclusions des précédentes recherches sur le critère de Barton modifié [23] puisque les rapports σ_N/JCS des trois essais sont inférieurs à 0.25 (ils se situent entre 0.5 et 0.08). Cette surestimation est peut-être attribuable à une surestimation du JCS puisque la résistance à la compression mesurée sur les cubes est plus représentative du béton de 'masse' (appelée UCS pour *ultimate compressive strength*) alors que le JCS (*joint compressive strength*) témoigne de la résistance du béton de surface soumise à l'écaillage. Cet écaillage altère superficiellement le béton réduisant considérablement la résistance au cisaillement des aspérités à la surface des éprouvettes. Cette conclusion, quant à la surestimation de l'équation 3.10 induite par la surestimation de la résistance à la compression du joint, est confirmée par les résultats de la Figure 5.20.

En effet, cette surestimation est encore plus marquée lorsqu'on compare les résultats du critère de Barton modifié avec ceux obtenus lors des essais de la série gd70% (après 289 cycles). Cette surestimation variant entre 30% et 160%, on peut conclure que l'écaillage altère les joints d'une façon aléatoire et que la population des éprouvettes de cette série était vraisemblablement trop hétérogène pour assurer la reproductivité de essais.

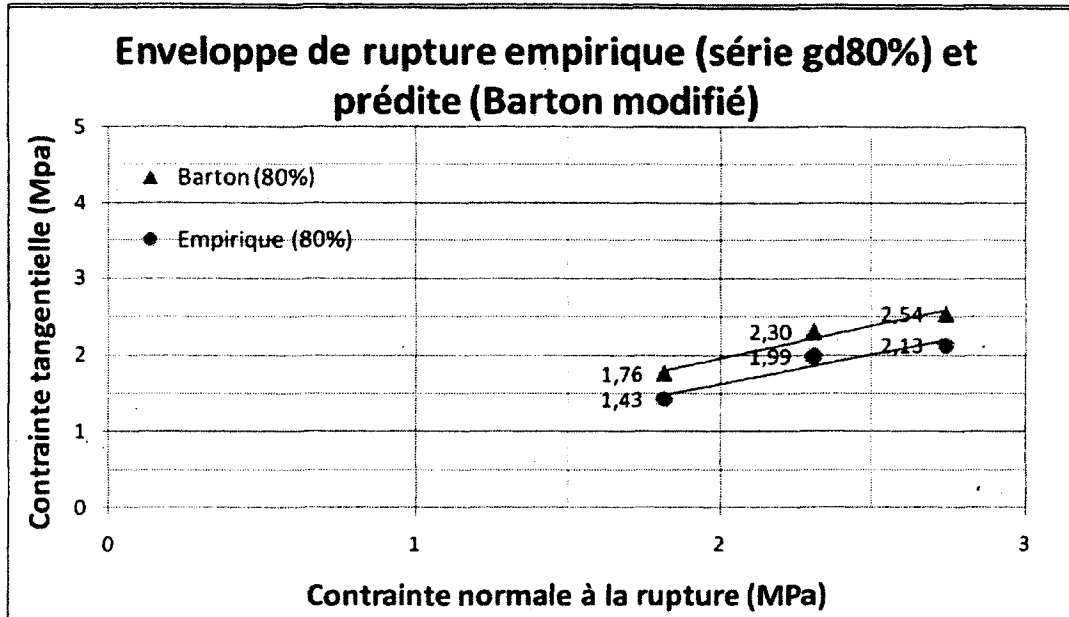


Figure 5.19 : Comparaison entre les résultats théoriques (Barton modifié) et expérimentaux de la série de type gel-dégel à 80%

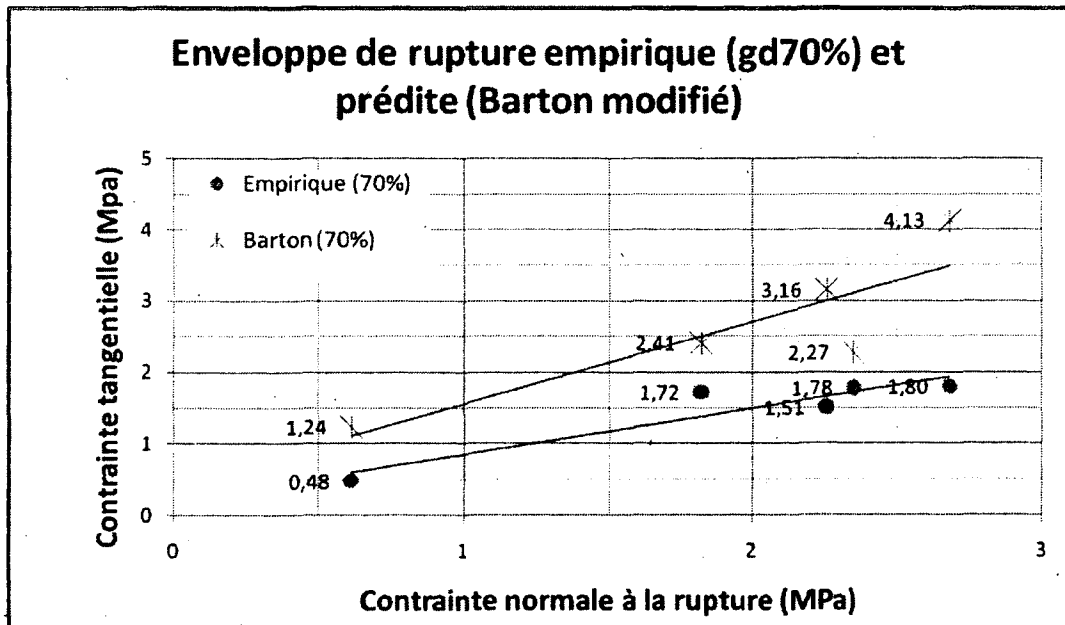


Figure 5.20 : Comparaison entre les résultats théoriques (Barton modifié) et expérimentaux de la série de type gel-dégel à 70%

6 Discussion et recommandations

Ce chapitre reprend les principaux résultats présentés dans les chapitres précédents et les regroupe sous forme de tableaux afin de répondre aux objectifs du programme expérimental : l'influence du gel et l'influence des cycles de gel-dégel sur les propriétés mécaniques des joints de coulée. À l'intérieur de ces tableaux, on retrouve les valeurs moyennes obtenues lors des essais de compression simple (résistance à la compression), les valeurs moyennes mesurées à l'aide du profilomètre-laser (*joint roughness coefficient* et angle d'inclinaison) et les valeurs moyennes mesurées durant l'essai de cisaillement simple (dilatance et angle de friction). Les résultats sont séparés en colonne selon leur série d'essais respective. Parmi les propriétés énumérées dans le Tableau 6.1 et dans le Tableau 6.2, certaines demandent des précisions.

La dilatance corrigée correspond à la dilatance mesurée à laquelle on a soustrait l'angle d'inclinaison. Il s'agit donc de l'apport de la composante purement géométrique (sans tenir compte de la composante géométrique-frictionnelle de la section 3.6.1) d'un joint parfaitement horizontal.

L'angle de friction apparent est la somme de toutes les composantes de la rugosité ($\phi_{app} = JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_N} \right) + \phi_r + I$ dans l'équation 3.10). Il correspond à l'arc tangente du rapport de la résistance au cisaillement mesuré sur la contrainte normale appliquée ($\phi_{app} = \tan^{-1} \left(\frac{\tau}{\sigma_N} \right)$) tel qu'expliqué à la sous-section 4.5.5.

L'angle de friction réel est égal à la moyenne des différences entre les angles de friction apparents et des angles de dilatance mesurés des essais d'une série donnée. Il s'agit donc de la somme de l'apport de la composante purement frictionnelle et de l'apport de la composante 'géométrique-frictionnelle' (l'apport des aspérités cisailés).

Puisque l'angle de friction interne de base est le même dans les conditions au pic et résiduel ($\phi_b \approx \phi_r$) [18,19] et que lorsqu'un joint atteint sa résistance résiduelle l'apport de la composante 'géométrique-frictionnelle' est nul, l'auteur estime que la différence entre les angles de frictions réels au pic et résiduel est un bon indicateur de l'apport des aspérités brisées au cours du cisaillement²¹.

²¹ À la section 3.6.1.1, la composante 'géométrique-frictionnelle' a été définie comme étant la contribution des aspérités étant cisailées avant de mobiliser pleinement leur contribution à la composante purement géométrique. Par conséquent, après d'importants déplacements (conditions résiduelles) les aspérités ont été cisailées et leur apport est désormais nul.

6.1 Discussion sur l'effet des basses températures sur la résistance des joints de coulée

Cette section regroupe les effets du gel sur les propriétés mécaniques des joints de coulées sous des charges normale et tangentielle. Les tendances observées quant au comportement des éprouvettes gelées en comparaison aux éprouvettes non-gelées lors du cisaillement (comportement à la rupture : ductile, élasto-plastique,...) ont été traitées à la sous-section 5.2.2 donc cette section ne s'y attardera pas.

Le Tableau 6.1 indique que les joints gelés sont plus dilatants que les joints à température ambiante lorsque ces joints sont tous deux horizontaux (dilatance corrigée pour l'angle d'inclinaison). Ce phénomène est attribuable premièrement à la résistance à la compression supérieure des éprouvettes gelées. Ceci a pour effet d'augmenter la contribution de la composante purement géométrique de la rugosité et diminuer celui de la composante 'géométrique-frictionnelle' puisque les aspérités sont plus difficilement brisées. Cette hypothèse semble accréditée par la différence entre les angles de friction réels des deux séries. En effet, celle-ci étant supérieure pour la série d'essais à température ambiante, l'auteur estime qu'on peut conclure qu'un plus grand nombre d'aspérités a été cisailé.

La deuxième cause de cette dilatance supérieure est que la rugosité moyenne des surfaces des joints gelés étaient supérieure en moyenne aux surfaces des joints non-gelés comme en témoigne le JRC moyen des deux séries. En effet, comme on peut le constater sur la Figure 3.6, le JRC est proportionnel à l'amplitude des aspérités. Un JRC plus élevé occasionne donc une dilatance accrue tout autre facteur étant égal.

Lorsque l'on compare les angles de friction des deux séries, que se soit ceux au pic ou ceux résiduels, il apparaît étonnant que l'angle de friction diminue avec la température entraînant ainsi une diminution de la résistance au cisaillement (Figure 5.2 et Figure 5.3). En effet, l'hypothèse de départ était qu'une diminution de température entraînait une augmentation de la résistance au cisaillement (sous-section 1.2.1). Il semblerait qu'une pellicule de glace se soit formée sur les surfaces des joints et l'auteur croit qu'elle est due aux manipulations. Durant la calibration préalable aux essais de type gel (sous-section 4.5.4), il se peut que le réchauffement de l'éprouvette crée de la condensation dans le joint. Cette condensation est ensuite solidifiée lors de la période de recongélation précédent l'essai de cisaillement simple.

Tableau 6.1 : Tableau comparatif des propriétés mécaniques moyennes obtenues lors du programme expérimental sur l'influence du gel sur les joints de coulées

Propriétés		Température avant l'essai	
		20°C	-40°C
Résistance à la compression (MPa)		45	83,9
Nombre d'essais de cisaillement effectués		3	4
Joint roughness coefficient (JRC)		11,5	13,8
Angle d'inclinaison (°)		-2,0	-2,4
Dilatance mesurée (°)	Au pic	3,0	6,1
	Résiduel	4,4	4,3
Dilatance corrigée (°)	Au pic	5,0	8,5
	Résiduel	6,3	6,7
Angle de friction apparent (°)	Au pic	30,8	23,4
	Résiduel	27,7	20,0
Angle de friction réel (°)	Au pic	27,7	17,2
	Résiduel	23,3	15,7
Différence en les angles de frictions réels au pic et résiduels (°)		4,5	1,5

6.2 Recommandations quant aux essais de type gel

L'essentiel des incertitudes entourant les essais de type gel a trait à l'exécution des essais sous un régime transitoire (à température variable) : puisque la température des éprouvettes refroidis préalablement se réchauffe pendant l'essai, les propriétés mécaniques des éprouvettes ne sont pas constantes. Malgré les mesures prises pour minimiser les effets de la variation de température en cours d'essai (sous-section 4.5.4), ceux-ci ne sont pas sans conséquences.

6.2.1 Limitations de la méthodologie utilisée lors des essais de type gel

L'application d'une membrane en kevlar pour isoler la cellule de charge tangentielle a pour effet 'd'absorber' les déplacements. Bien que le kevlar soit un matériau plutôt rigide, il contribue à la diminution de la rigidité du montage et, donc, à un délai de réponse dans la transmission des déplacements tangentiels et des charges tangentielles à l'éprouvette. De plus, cette membrane n'est pas un isolant absolu et la cellule de charge subit donc des gradients de température qui viennent fausser ses lectures.

L'intégration d'une étape de calibration préalable aux essais de type gel pour mesurer la dilatation thermique induite par la variation de température pourrait entraîner la solidification de l'eau condensée au courant de la calibration lors de la recongélation subséquente (ce qui est l'hypothèse préconisée par l'auteur pour expliquer la diminution de la résistance au cisaillement lors des essais congelés tel que mentionné à la section 6.1).

La sous-évaluation de la résistance à la compression a été évoquée (sous-section 5.2.3.1) pour expliquer la surestimation du critère de Barton modifié pour cette série d'essai. Cette sous-évaluation est due à la variation de la température beaucoup plus importante lors de l'essai de cisaillement simple (puisque l'essai est plus long) en comparaison à la variation de température durant l'essai de compression uniaxiale.

La variation de température occasionne des changements dans la sensibilité des LVDTs, des changements dans la relation déplacements enregistrés(mm)-tensions transmises(mV). Bien que la calibration préalable en tienne compte (les déplacements thermiques enregistrés comprennent la dilatation du montage et la variation des mesures des LVDTs en fonction de la température), les conditions lors de la calibration ne sont jamais identiques à celles de l'essai de cisaillement qui s'ensuit (la température au début de l'acquisition de données varie).

Étant donné que le cœur des éprouvettes se réchauffe plus rapidement que l'extérieur, il s'installe des gradients de température qui augmentent au fur et à mesure de l'essai. Ces gradients de températures génèrent des tensions au sein de l'éprouvette qui affaiblissent le béton.

En résumé, toutes ces sources d'incertitudes sont autant de raisons qui justifient l'établissement d'un montage qui permettrait d'effectuer l'essai de cisaillement simple en régime permanent.

6.2.2 Isolation et réfrigération du bâti de cisaillement

Une enceinte réfrigérée isolante autour du bâti de cisaillement assurerait le maintien de la température au sein de l'éprouvette. De plus, elle empêcherait la génération de gradients de température dans les instruments de mesures (cellules de charge, LVDT,...). Une autre adaptation qui pourrait être apportée au montage a été suggérée par les experts de la compagnie *Beaudin Le Prohon Inc.* Il s'agirait d'appliquer un serpent tubulaire au pourtour de l'éprouvette (dans le mortier de confinement) et d'y faire circuler un fluide de refroidissement (le glycol semble tout désigné pour remplir cette fonction). Ce fluide permettrait de maintenir la température de l'éprouvette désirée. En choisissant l'une ou l'autre de ces adaptations, l'hypothèse de l'auteur quant à la formation présumée de glace dans les joints entre la calibration et l'essai proprement dit pourrait aussi être confirmée/infirmer. On pourrait donc conclure en définitive si la diminution de la température entraîne une diminution de la résistance au cisaillement.

6.2.3 Uniformisation de l'épaisseur des joints pour chacun des essais

La seule recommandation apportée lors des essais de type gel qui n'a pas trait aux effets du régime transitoire, concerne l'épaisseur des joints des éprouvettes. Puisqu'un isolant semi-rigide a été substitué à l'argile qu'on utilise habituellement lors des essais à température constante (ambiante), l'épaisseur du joint n'était pas la même lors des deux séries d'essais. Cette

divergence a pour effet de créer une excentricité variable nuisible quant à la reproductivité des essais (l'influence de l'épaisseur du joint sera développée plus en profondeur à la section 6.5). Par conséquent, il serait préférable que l'isolant rigide ait une épaisseur constante la plus faible possible (idéalement préalablement machinée en usine).

6.3 Discussion sur l'effet des cycles de gel-dégel

Les moyennes des résultats obtenus au cours des essais de type gel-dégel ont été rassemblées à l'intérieur du Tableau 6.2.

Les résultats indiquent qu'à mesure que l'endommagement et la fissuration augmentent, la rugosité (JRC) augmente aussi. Conséquemment, la dilatance corrigée croît initialement mais vient à chuter drastiquement lorsque l'endommagement atteint 70% (289 cycles) malgré l'augmentation marquée de la rugosité (JRC) entre 80% et 70% d'endommagement. Ce comportement s'explique puisqu'en même temps que la rugosité augmente, la résistance à la compression diminue entraînant avec elle une diminution de l'apport de la composante purement frictionnelle (plus les aspérités sont faibles, plus il y en aura qui seront cisailées). L'influence de la résistance à la compression des aspérités est donc prédominante par rapport à la rugosité.

Lorsqu'on regarde les angles de friction réels, on constate que l'hypothèse de départ (sous-section 1.2.2) était juste puisque l'angle de friction augmente initialement avec la dégradation puis diminue par la suite (entre 80 et 70%) lorsque la perte de résistance à la compression devient plus critique et contrebalance l'apport de l'augmentation de la rugosité.

L'apport de la composante 'géométrique-frictionnelle' à travers la différence entre les angles de friction réels au pic et résiduel n'est pas aussi tendanciel. On remarque toutefois que cette différence lors des séries à 0%(1,8°) et 90% (2,9°) est supérieure à celle enregistrer lors des séries à 80% (0,8°) et à 70% (1,6°) ce qui laisse présumer que lors de ces dernières, l'endommagement était tel que bien qu'un grand nombre d'aspérités aient été cisailées, celles-ci étaient si faibles qu'elles n'ont offert que très peu de résistance. Cette hypothèse peut paraître questionnable mais on observe que les résistances à la compression des deux premières séries (38,9MPa et 37,5MPa) et celle des deux dernières (34MPa et 33,9MPa) sont différente de même que la différence évoquée en début de paragraphe. Il semble probable que l'écaillage après 209 cycles (après 80% d'endommagement) amène la surface du joint à se comporter comme un matériau de remplissage qui lubrifie le joint le rendant moins ductile. Un matériau de remplissage est un matériau granulaire qui se situe entre les parois inaltérées. Ce matériau est généralement très fin et contribue à diminuer la résistance du joint rocheux. Rappelons qu'une augmentation de la rugosité augmente la ductilité d'un joint (section 3.3).

Tableau 6.2 : Tableau comparatif des propriétés mécaniques moyennes obtenues lors du programme expérimental sur l'influence des cycles de gel-dégel sur les joints de coulées

Propriétés		Endommagement			
		0%	90%	80%	70%
Résistance à la compression (MPa)		38,9	37,5	34,0	33,9
Nombre d'essais de cisaillement effectués		3(2 ²²)	3	3	5
Joint roughness coefficient (JRC)		9,7	10,8	10,9	16,6
Angle d'inclinaison (°)		-0,2	-1,1	-3,6	-2,1
Dilatance mesurée (°)	Au pic	3,1	3,0	1,8	0,2
	Résiduel	3,9	2,8	1,3	0,6
Dilatance corrigée (°)	Au pic	3,2	4,1	5,4	2,3
	Résiduel	4,1	3,9	4,9	2,7
Angle de friction apparent (°)	Au pic	34,5	41,2	38,9	37,2
	Résiduel	33,5	38,1	37,5	36,0
Angle de friction réel (°)	Au pic	31,4	38,2	37,1	37,1
	Résiduel	29,6	35,3	36,3	35,4
Différence en les angles de frictions réels au pic et résiduel (°)		1,8	2,9	0,8	1,6

6.4 Recommandations quant aux essais de type gel-dégel

L'augmentation de la surestimation du critère de Barton modifié, à mesure que l'endommagement augmente, suggère une surestimation évolutive de la résistance à la compression du joint. L'essentiel des corrections à apporter à la méthodologie pour tester l'influence des cycles de gel-dégel concerne donc l'évaluation de la résistance au cisaillement.

6.4.1 Limitations de la méthodologie utilisée lors des essais de type gel-dégel

L'essai de compression uniaxiale permet d'obtenir la résistance à la compression ultime (UCS) du béton au lieu de la résistance à la compression des aspérités du joint (JCS) qui est sollicitée lors du cisaillement d'un joint. Initialement, les deux résistances sont égales mais à mesure que l'endommagement et l'écaillage se développent, l'écart se creuse entre la résistance du béton de surface et la résistance du béton de masse. Il s'agit probablement de la cause de la surestimation du critère de Barton modifié lors de la série gd70% (après 289 cycles de gel-dégel).

²² Les paramètres de rugosité n'ayant pas pu être évalués du à une déféctuosité le jour de l'essai gd0%1.8MPa, la colonne 0% ne tient compte que de deux essais.

Une autre cause alléguée par l'auteur qui entraîne une mauvaise évaluation de la résistance à la compression est la différence d'aire entre la section carrée des prismes témoins, utilisés pour déterminer la résistance à la compression, et la section circulaire des éprouvettes. Cette différence de section fait en sorte qu'une quantité d'eau plus importante enrobe les éprouvettes comparativement aux prismes témoins dans le cabinet de gel-dégel (voir Figure 4.5). Ce volume d'eau (utilisée pour s'assurer que le béton soit toujours saturé) constitue un réservoir thermique tampon qui absorbe les chocs thermiques occasionnés par la variation de température dans le cabinet. L'ampleur et la fréquence des cycles thermiques sont donc moindres pour les éprouvettes de section circulaire que pour les prismes témoins de section carrée.

L'hétérogénéité croissante des éprouvettes à mesure que l'altération augmente rend la comparaison des essais plus difficile car les surfaces des joints sont elles-mêmes difficilement comparables. Non seulement, les éprouvettes deviennent-ils différents entre eux mais les épontes d'un même éprouvette deviennent difficilement emboîtables. Il s'ensuit que la surface de contact entre les épontes varie d'un joint à l'autre et que l'évaluation des contraintes réelles est impossible. De plus, les surfaces d'un joint n'étant pas parfaitement en contact, il se crée un moment qui tend à faire basculer les surfaces du joint et qui occasionne des pressions excédentaires non-calculables sur une minorité d'aspérités. La comparaison des résultats entre les essais devient dès lors embrouillée par l'hétérogénéité des éprouvettes et l'incertitude quant à la reproductivité des essais.

6.4.2 Variation du rapport eau-ciment

Afin de pallier à ces sources d'incertitudes, l'auteur suggère d'utiliser plusieurs mélanges dont le rapport eau-ciment et la quantité d'agent entraîneur d'air varieraient de sorte à faire varier la susceptibilité des mélanges à l'endommagement suite aux cycles de gel-dégel. L'objectif à atteindre serait de faire subir le moins de cycles de gel-dégel que possible aux éprouvettes et ainsi diminuer le processus stochastique de l'endommagement à l'intérieur du cabinet de gel-dégel (afin de diminuer l'hétérogénéité au sein de la population d'éprouvettes).

6.4.3 Changement de la section des témoins (remplacement des prismes par des cylindres) et modification du cabinet de gel-dégel

Afin d'homogénéiser les conditions d'endommagement, il serait préférable de confectionner des cylindres de même rayon que les éprouvettes en remplacement des poutres témoins. La résistance des cylindres témoins serait plus représentative de la résistance des éprouvettes puisque la quantité d'eau entourant les éprouvettes et les témoins serait la même ce qui signifie que les éprouvettes et les témoins seraient entourés d'une masse thermique tampon plus semblable.

Une modification au cabinet devrait être effectuée afin de pouvoir accommoder des éprouvettes plus grosses (150mm) ce qui permettrait de déterminer plus justement la résistance réelle du joint (JCS au lieu de UCS) à l'aide du marteau Schmidt ASTM C805. Cette technique donne des résultats mitigés sur de petites éprouvettes (c'est pourquoi il n'a pas été effectué lors des présentes recherches) ou des surfaces rugueuses mais les résultats ainsi obtenus jumelés aux résultats de l'essai de compression uniaxial (UCS) permettraient d'évaluer plus justement la résistance réelle

des joints (JCS). Cette modification permettrait aussi au cabinet d'accueillir des cylindres de 150mm de diamètre et ainsi respecter la recommandation du paragraphe précédent.

6.5 Recommandations générales sur les deux types d'essais

6.5.1 Limitations de la méthodologie pour les deux types d'essais

L'influence de l'épaisseur du joint a été évoquée précédemment dans le texte et dans la littérature [53]. En effet, l'épaisseur du joint et la rugosité de celui-ci crée un moment basculant sur le plan vertical (autour de l'axe des Y sur la Figure 6.1) qui génère une distribution non-uniforme des contraintes. Il y a donc une concentration de contraintes aux extrémités opposées à la direction du cisaillement. Cette concentration de contraintes est une source d'erreur dans l'évaluation de la résistance au cisaillement car elle peut occasionner une rupture autre que le long du plan de cisaillement. La Figure 6.1 montre comment l'extrémité en amont du cisaillement s'est effondrée créant un plan presque perpendiculaire à la direction du cisaillement après l'essai de cisaillement simple. Ce plan de rupture suggère que cette extrémité ait été rompue par une force de compression excessive modifiant ainsi la surface de cisaillement alors que le relâchement de contrainte a vraisemblablement occasionné des déplacements normaux parasites.

Ce moment ne peut pas être totalement supprimé présentement car les essais de cisaillement documentés ont été conduits sous une charge tangentielle excentrique causée par l'épaisseur du joint. On peut toutefois minimiser l'ampleur du moment basculant en minimisant l'épaisseur du joint et l'excentricité de la charge tangentielle.

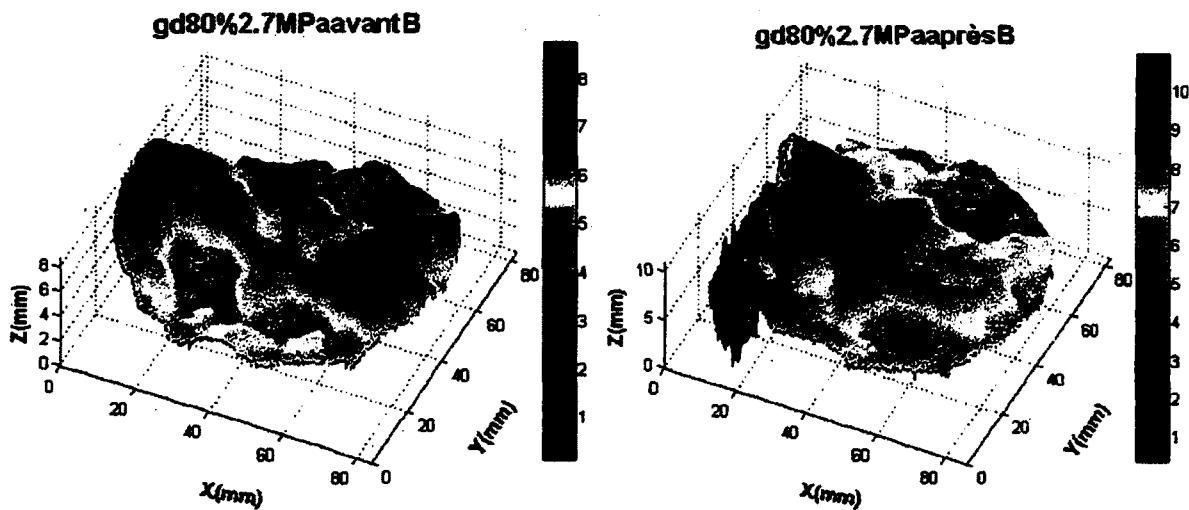


Figure 6.1 : Représentation tridimensionnelle en fausse couleur d'une surface d'un joint avant et après l'essai de cisaillement simple.

À gauche : Représentation de la surface avant l'essai. À droite : Représentation de la surface après l'essai.

6.5.2 Recommandation sur l'homogénéisation des conditions d'acquisition de données

Parmi les recommandations, certaines concernent l'acquisition des données à travers les instruments de mesures et le système d'acquisition de données proprement dit. L'acquisition des données s'effectuant différemment dépendamment de la rigueur de l'utilisateur, les mesures enregistrées sur les fichiers (.dat) se déplacent d'un essai à l'autre. Ce déplacement des colonnes lors du transfert des données empêche le développement d'un programme informatique qui uniformiserait le traitement des données enregistrées et diminuerait les erreurs humaines lors du traitement (les graphiques, les résistances et les déplacements pourraient être obtenues systématiquement sans qu'on ait à développer les formules dans un chiffrier Excel). En développant un programme normalisé à l'intérieur duquel les colonnes de données seraient toujours situées au même endroit, un autre programme permettant le traitement des données enregistrées pourrait être développé et ainsi réduire les manipulations humaines source d'erreurs et très prenantes. De plus, on pourrait corriger automatiquement le facteur de correction à appliquer à la force normale pour obtenir une charge normale qui ne varierait plus à cause du changement d'aire (sous-section 4.5.5).

6.5.3 Recommandation sur la permutation des cellules de charge

Les cellules de charge employées actuellement lors des essais devraient être inversées. En effet, celles-ci ont une capacité de 112,5KN dans la direction normale et 225KN dans la direction tangentielle alors que les charges maximales appliquées ont nécessité des forces maximales aux alentours de 15KN dans la direction normale et de seulement 10KN dans la direction tangentielle. Bien que l'incertitude ($\pm 0,05\%$ de la capacité nominale des cellules de charge) ait été négligeable au cours de la présente série d'essai, il n'en demeure pas moins que l'incertitude relative (%) est plus de deux fois supérieure dans la direction tangentielle ($\pm 0,01\text{KN}$) que dans la direction normale ($\pm 0,006\text{KN}$). De plus, les charges normales appliquées sont généralement inférieures²³ à celles appliquées durant le programme expérimental puisque la charge minimale (1,8MPa) et maximale (2,7MPa) correspondent au poids d'une colonne de béton de 75m et 115m respectivement pour un béton d'une densité de $2,4\text{g/cm}^3$. En appliquant des charges normales inférieures l'incertitude relative deviendrait significative particulièrement dans la direction tangentielle. Par exemple, une charge normale de 0,35MPa correspondant à une colonne de béton de 15m engendrait une résistance au cisaillement d'approximativement 0,25MPa (si on pose l'angle de friction apparent égal à 35°). Sur une éprouvette de 82 mm de diamètre, l'incertitude absolue de la cellule de charge tangentielle équivaut à 0,02MPa ce qui correspond à une erreur relative de 8%. En inter changeant les cellules de charges, cette erreur relative serait réduite à 4%.

6.5.4 Recommandation sur l'augmentation de la superficie des joints

Une autre façon de réduire l'incertitude est d'augmenter la superficie des éprouvettes. Ce faisant, les forces à appliquer pour engendrer les contraintes diminueraient. L'appareil de cisaillement de

²³ Les charges normales appliquées ont été choisies afin d'être aussi faibles possible tout en demeurant à l'intérieur du domaine d'applicabilité du critère de Barton (section 3.4).

l'université de Sherbrooke peut cisailer des éprouvettes allant jusqu'à 150mm de diamètre. L'incertitude absolue serait ainsi réduite à 0,006MPa, sans effectuer la permutation des cellules de charge, ou 0,003MPa en effectuant la permutation. Dans l'exemple du paragraphe précédent (résistance au cisaillement égale à 0,25MPa), cette incertitude absolue se traduirait par une erreur relative de 2,4% et 4,8% respectivement. Toutefois, cette alternative nécessiterait des modifications au cabinet de gel-dégel (désigné pour accommoder des sections de dimension nominale maximale d'environ 75-80mm) si l'on veut recommencer des séries de type gel-dégel.

Un autre avantage de l'augmentation du diamètre serait d'augmenter le rapport de la dimension des granulats sur le diamètre des éprouvettes. Bien que la norme ASTM C192-88 (*Standard practice for making and curing concrete specimens in the laboratory*) ait été respectée, la norme IRSM²⁴ (Suggested methods for determining shear strength [54]) est plus restrictive que son homologue américain puisque ce rapport minimal y est supérieur dans celle-ci. Le fait d'augmenter le diamètre des éprouvettes à 150mm, le rapport de 10, tel que stipulé par la norme IRSM, serait respecté en utilisant la recette de béton du programme expérimental où les granulats grossiers avait 14mm de diamètre nominal. En augmentant ce rapport, l'influence de la zone de faiblesse entre la pâte de ciment et les granulats (sous-section 2.3.4) sur la résistance au cisaillement du joint diminue ce qui augmente la fidélité de l'essai de cisaillement simple (la population des éprouvettes serait plus homogène et l'impact d'un granulat à la surface du joint aurait moins d'impact).

Finalement, l'augmentation du diamètre des éprouvettes, tel que mentionné précédemment (sous-section 6.4.3), permettrait d'effectuer des essais à l'aide du marteau Schmidt plus représentatifs puisque cet essai donne des résultats mitigés lorsque l'éprouvette est de petite taille (section 3.4). Cet essai permettrait de valider si la résistance du 'béton de masse' (*ultimate compressive strength*), tel que déterminé à l'aide de l'essai de compression uniaxiale, est semblable à la résistance à la compression du joint proprement dit (*joint compressive strength*). Cet essai serait très pertinent pour les éprouvettes ayant subi de l'écaillage (sous-section 6.4.1).

6.5.5 Recommandation générale sur l'approfondissement des recherches sur les paramètres statistiques de rugosité

La détermination du JRC à l'aide des paramètres statistiques ou de l'influence de ces paramètres sur la résistance au cisaillement devrait faire l'objet de recherches approfondies. L'équation 4.7 établit la relation entre le JRC et le paramètre Z_2 mais ce dernier dépend du pas de calcul utilisé [23,52]. Il est donc nécessaire de déterminer le pas de calcul à employer en fonction du diamètre de l'éprouvette ou des aspérités. La thèse de doctorat de Baptiste Rousseau [48] permet de mieux comprendre l'effet d'échelle sur la rugosité. Elle a de plus démontré que les paramètres statistiques de la sous-section 3.6.1.1 ont une forte corrélation entre eux à l'exception du paramètre Z_4 . L'étude de l'influence de ce paramètre sur le JRC serait pertinente. Une autre source d'erreur dans la détermination du JRC et des paramètres de rugosité est la rupture progressive des aspérités. Celle-ci modifie les surfaces d'un joint tout au long du cisaillement

²⁴ La International society for rock mechanic suggère que la taille des plus gros grains d'une surface rocheuse soit dix fois moindre que la dimension nominale de la surface cisailée. L'auteur croit que le parallèle devrait être apporté entre la taille des grains d'un joint rocheux et la taille des granulats d'un joint de coulée.

Chapitre 6 Discussion et recommandations

occasionnant des erreurs dans l'évaluation du JRC et du plan d'inclinaison (I) puisque la surface est modifiée au cours de l'essai, les paramètres de rugosité avant l'essai ne sont peut être pas représentatifs de la surface à la rupture ce qui impliquerait une erreur dans l'estimation de la résistance au cisaillement.

Conclusion

Lors des essais de type gel, la résistance au cisaillement des joints de coulée s'est avérée inférieure à celle des joints cisailés à température ambiante (se référer aux angles de friction réels du Tableau 6.1) et ce, malgré le fait qu'ils ont été plus dilatants que ces derniers (la ligne 'Angle de dilatance corrigé' du même tableau permet d'établir ce constat). Il est peu probable que l'angle de friction réel, une propriété intrinsèque du matériau, diminue à mesure que la température diminue et que la pâte de ciment se contracte. Il apparaît plus logique que cette diminution soit attribuable à la formation de glace à surface des épontes de joints lorsque ceux-ci sont ouverts (non-liés) tel que les joints utilisés dans le programme expérimental.

Puisque la résistance au cisaillement des joints refroidis étaient significativement plus faibles et que la température du béton en crête en hiver est sensiblement inférieure à 0°C (près de -12°C sur la partie de droite de la Figure 0.1), l'approfondissement des recherches sur les essais de type gel est d'importance. En effet, il semble qu'un joint refroidi ait une résistance au cisaillement plus faible que lorsqu'il est cisailé à température ambiante.

La résistance des joints endommagés (gd90%, gd80% et gd 70%) des séries de type gel-dégel s'est avérée supérieure à celle des joints intacts (gd0%) comme en témoigne la ligne 'angle de friction réel' du Tableau 6.2. Il semblerait que la fissuration à la surface des épontes de joints ouverts endommagés ait un effet bénéfique sur la résistance au cisaillement de ces joints.

Ces résultats pourraient avoir un impact sur les critères de conception particulièrement près de la crête des barrages-poids (Figure 0.1). En effet, puisque l'endommagement suite à des cycles de gel-dégel se produit principalement à l'intérieur du premier mètre des surfaces exposées [2,11], l'impact des résultats obtenus sera surtout significatif près de la crête des barrages-poids. À cet endroit, l'épaisseur de béton (ou la largeur de la section transversale) est moindre et la portion de béton susceptible d'être endommagée suite à des cycles de gel-dégel est significative. Bien que cette partie du barrage subisse des pressions hydrostatiques moindre du à une tête d'eau également moindre (Figure 1.1), elle peut subir une pression due à la poussée des glaces. Par conséquent, le concepteur doit prévoir une quantité de béton surplombant le niveau de l'eau du réservoir afin de générer une contrainte normale et donc une résistance au cisaillement sécuritaire à cette élévation. À la lumière des résultats obtenus, l'auteur estime qu'on pourrait vraisemblablement déterminer avec plus de précision la hauteur de la crête nécessaire pour la stabilité de celle-ci si on effectuait des essais de cisaillement après détérioration suite à des cycles de gel-dégel. En effet, le Tableau 6.2 montre clairement que l'angle de friction interne d'un joint non lié augmente à mesure que le nombre de cycles subis augmente. Par conséquent, le facteur de sécurité appliqué sur un joint non endommagé aura tendance à augmenter à mesure que le JRC d'un joint augmentera suite à un endommagement par cycles de gel-dégel (pour une température donnée).

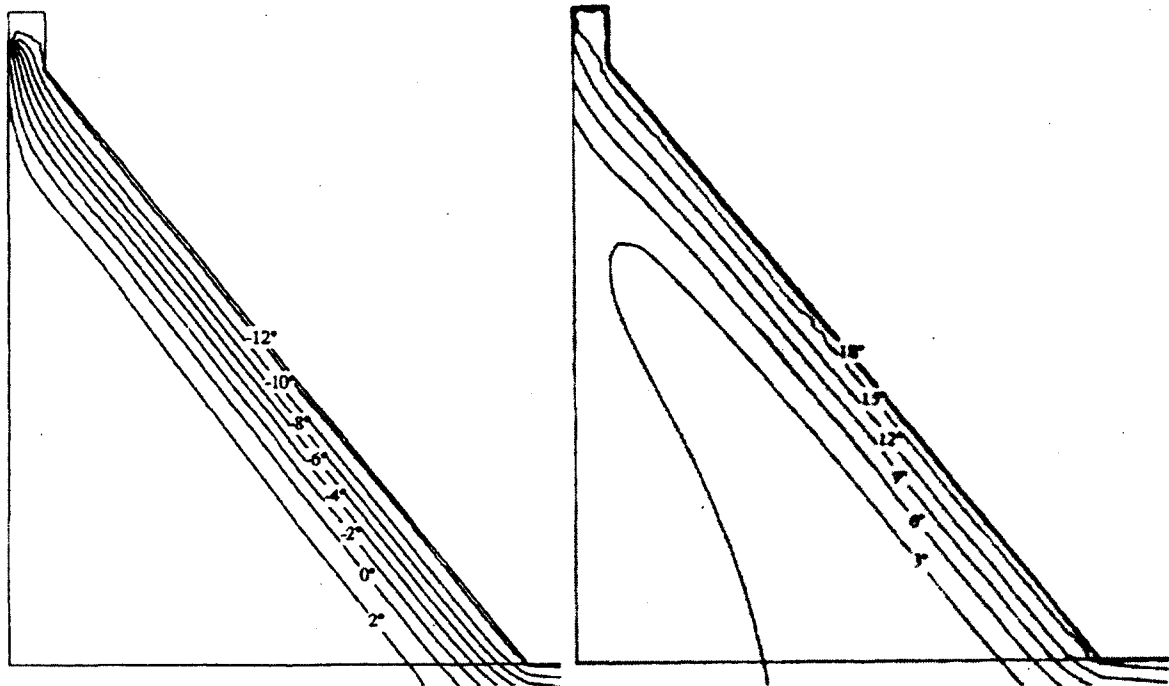


Figure 0.1 : Distribution de la température dans un barrage d'après une simulation numérique [2]

À gauche, en hiver (28 février) et à droite, en été (25 août)

En résumé, les présentes recherches tendent à démontrer que les conditions d'opération les plus critiques, près de la crête, sont donc lors des hivers lorsque les températures sont basses. Le concepteur doit tenir compte de la formation de glace à l'interface des joints de coulée près de la crête puisque ceux-ci sont susceptibles d'être décohesionnés sur une largeur significative (par rapport à la largeur de la section à cette élévation) suite à des cycles de gel-dégel. Ainsi, la résistance au cisaillement du joint de coulée dans ces conditions diminuera significativement par rapport à la résistance au cisaillement à température ambiante. En contrepartie, il semble que l'endommagement dû aux cycles de gel-dégel tende à faire augmenter la résistance au cisaillement d'un joint décohesionné d'où l'importance d'augmenter le nombre d'essais des deux types afin de pleinement mesurer l'influence des conditions climatique sur la résistance au cisaillement des joints de coulée.

Références

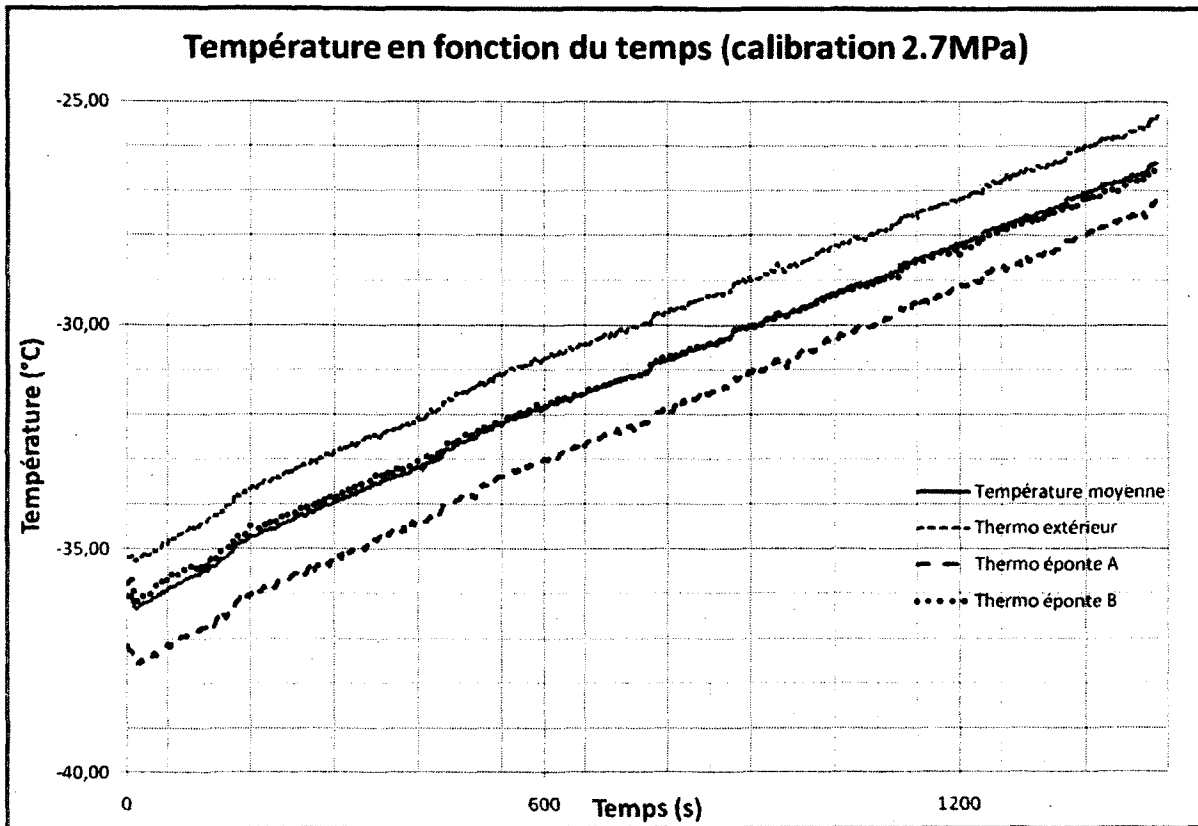
1. NICOLET, R. et al. **Rapport de la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages (Rapport Nicolet)**. Gouvernement du Québec. Québec, p. 350. 1997. (ISBN 2-550-31087-X).
2. DAOUD, M. **Influence des conditions climatiques sur l'état des contraintes dans une structure hydraulique en béton**. Sherbrooke: Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 1997.
3. GAGNÉ, R. **Durabilité et réparations du béton**. Sherbrooke: Notes de cours, Université de Sherbrooke, 2000.
4. FRONTEDDU, L.; LÉGER, P.; TINAWI, R. Static and dynamic behavior of concrete lift joint interfaces. **Journal of structural engineering**, Décembre 1998. 1418-1430.
5. MCLEAN, F. G.; PIERCE, J. S. **Comparison of joint shear strengths for conventional and roller compacted concrete**. Proceedings of the second conference on Roller Compacted Concrete. New York: ASCE. 1988. p. 151-169.
6. SCHRADER, E. K. Shear strength and lift joint quality of RCC. **The international journal of hydropower & dams**, 6, n. 1, 1999. 46-55.
7. LEE, G. C. **Basic mechanical properties of normal and high strength concrete at low temperature**. Proceedings of the Eighth International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. The Hague, Netherlands: [s.n.]. 1989. p. 591-594.
8. VAN DER VEEN, C. **Bond strength in reinforced concrete at low temperatures**. Proceedings of the Eighth International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. The Hague, Netherlands: [s.n.]. 1989. p. 573-582.
9. BILGIN, H. A.; PASAMEHTOGLU, A. G. Shear behaviour of shale joints under heat in direct shear. **Rock joints, Barton & Stephansson (eds)**, Rotterdam, 1990. 179-183.
10. ODEDRA, A. et al. Temperature and pore pressure effects on the shear strength of granite in the brittle-plastic transition regime. **Geophysical research letters**, 28, n. 15, 2001. 3011-3014.
11. DAOUD, M.; GALANIS, N.; BALLIVY, G. Calculation of the periodic temperature field in a concrete dam. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 24, p. 772-784, 1997.
12. LÉGER, P.; VENTURELLI, J.; BHATTACHARJEE, S. S. Seasonal temperature and stress distribution in concrete gravity dams. Part 1: modelling. **Canadian journal of civil engineering**, 20, 1993. 999-1017.
13. LÉGER, P.; VENTURELLI, J.; BHATTACHARJEE, S. S. Seasonal temperature and stress distribution in concrete gravity dams. Part 2: behaviour. **Canadian journal of civil engineering**, 20, 1993. 1018-1029.
14. MOUKWA, M. **Durabilité du béton dans les mers arctiques**. Sherbrooke: Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 1988.
15. AOKI, K.; HIBIYA, K.; YOSHIDA, T. Storage of refrigerated liquefied gases in rock caverns: characteristics of rock under very low temperature. **Tunnelling and underground space technology**, 5, n. 4, 1990. 319-325.

16. INADA, Y.; KINOSHITA, N.; SEKI, S. **Thermal behavior of rock mass around openings affected by low temperature**. The 38th U.S. Symposium on rock mechanics. Washington D.C.: [s.n.]. 2001. p. 721-724.
17. FRONTEDDU, L.; LÉGER, P.; TINAWI, R. Static and dynamic behavior of concrete lift joint interfaces. **Journal of Structural Engineering**, 124, n. 12, Décembre 1998. 1418-1430.
18. BARTON, N. The shear strength of rock and rock joints. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, 13, 1976. 255-279.
19. BARTON, N.; CHOUBEY, V. The shear strength of rock joint in theory and practice. **Rock Mechanics**, 10, 1977. 1-54.
20. JOHNSTON, I. W.; LAM, S. K. Rock shear behavior of regular triangular concrete/rock joints-Analysis. **Journal of geotechnical engineering**, Mai 1989. 711-727.
21. KODIKARA, J. K.; JOHNSTON, I. W. Shear behavior of irregular triangular rock-concrete joints. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, 31, n. 4, 1994. 313-322.
22. LAM, T. S. K.; JOHNSTON, I. W. Shear behavior of regular triangular concrete/rock joints-Evaluation. **Journal of geotechnical engineering**, 115, n. 5, Mai 1989. 728-740.
23. KULATILAKE, P. H. S. W. et al. New peak shear strength criteria for anisotropic rock joints. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, 32, n. 7, 1995. 673-697.
24. PATTON, F. D. **Multiple modes of shear failure in rock**. Proceedings of the first congress of IRSM. Lisbon: [s.n.]. 1966. p. 509-513.
25. KULATILAKE, P. H. S. W.; UM, J.; PAN, G. Requirements for accurate quantification of self-affine roughness using the variogram method. **Int. J. Solids Structures**, 35, n. 31-32, 1998. 4167-4189.
26. KULATILAKE, P. H. S. W.; UM, J. Requirements for accurate quantification of self affine roughness using the roughness-length method. **Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.**, 36, n. 1, 1999. 5-18.
27. LANARO, F. A random field model for surface roughness and aperture of rock fractures. **Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.**, 37, 2000. 1195-1210.
28. TSE, R.; CRUDEN, D. M. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, 16, 1979. 303-307.
29. BALLIVY, G. **Mécanique des roches appliquées**. Sherbrooke: Notes de cours, Université de Sherbrooke, 2008.
30. HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. **An introduction to geotechnical engineering**. [S.l.]: Prentice Hall, 1981.
31. DAOUD, M. **Influence de l'humidité relative ambiante sur les paramètres physico-mécaniques des roches**. Sherbrooke: Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, 1992.
32. ASSOCIATION CANADIENNE DU CIMENT PORTLAND. **Dosage et contrôle des mélange de béton**. Montréal: Édition Metrique, 1978.
33. ICOLD COMMITTEE ON DETERIORATION OF DAMS AND RESERVOIRS. **Détérioration des barrages et réservoirs, Recueil de cas et analyse**. Boorfield, Vermont, USA. 1984.
34. LAU, J. S. O.; GORSKI, B.; JACKSON, R. **The effects of temperature and water-**

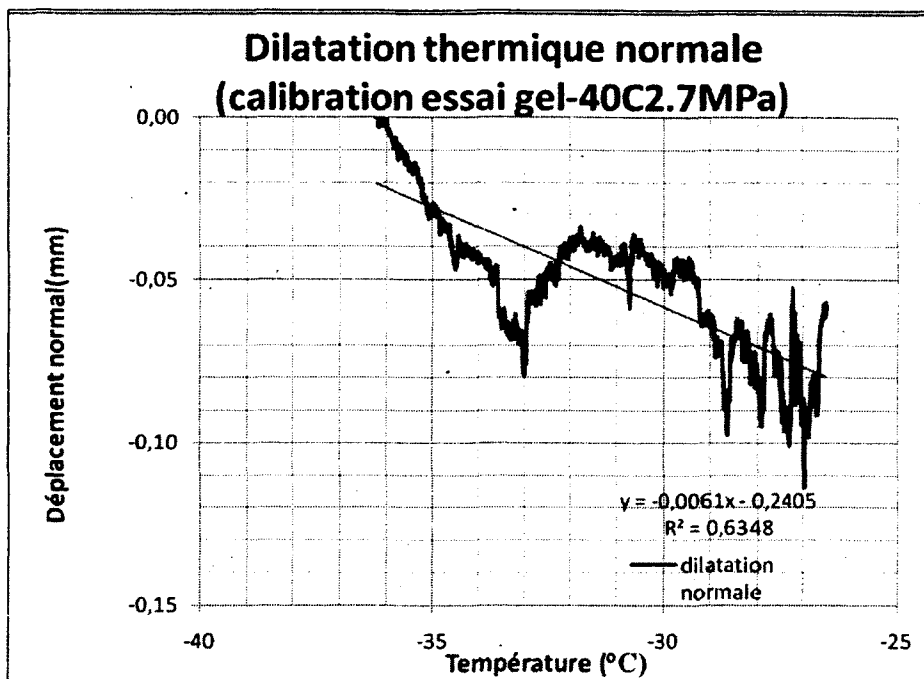
- saturation on mechanical properties of Lac du Bonnet pink granite.** 8th International congress on rock mechanic. Tokyo: [s.n.]. 1995. p. 1167-1172.
35. ODEDRA, A. et al. Temperature and pore pressure effects on the shear strength of granite in the brittle-plastic transition regime. **Geophysical research letters**, v. 28, n. 15, p. 3011-3014, Août 2001.
36. NEVILLE, A. M. **Properties of concrete.** 4th edition. ed. London, United Kingdom: Longman, 1995.
37. POWERS, T. C.; HELMUTH, R. A. **Theory of volume changes in hardened Portland-cement paste during freezing.** Proceedings of the Highway Research Board. [S.l.]: [s.n.]. 1953. p. 285-297.
38. RHAZI, J. **Techniques de contrôle non destructif et d'instrumentation des structures de génie civil.** Sherbrooke: Notes de cours, Université de Sherbrooke, 2009.
39. TAKARLI, M.; PRINCE, W.; SIDDIQUE, R. Damage in granite under heating/cooling cycles and water freeze-thaw condition. **International Journal of Rock Mechanic & Mining Sciences**, 45, n. 7, octobre 2008. 1164-1175.
40. HOEK, E. Practical rock engineering. **Rocscience**, 2007. Disponible en: <<http://www.rocsience.com/hoek/PracticalRockEngineering.asp>>.
41. BOUCHARD, S. **Stabilité des ouvrages miniers.** Québec: O. Germain, 1991. 157-162 p.
42. DIGHT, P. M.; CHIU, H. K. Prediction of shear behaviour of joints using profiles. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, 18, 1981. 369-386.
43. HONG, E.-S.; LEE, J.-S.; LEE, I. M. Underestimation of roughness in rough rock joints. **International journal for numerical and analytical methods in geomechanics**, 32, 2008. 1385-1403.
44. JIANG, Y.; LI, B.; TANABASHI, Y. Estimating the relation between surface roughness and mechanical properties of rock joints. **International journal of rock mechanic & mining sciences**, 43, 2006. 837-846.
45. HOEK, E.; BRAY, J. W. **Rock slope engineering.** London: Institution of mining and metallurgy, 1981.
46. LADANYI, B.; ARCHAMBAULT, G. **Simulation of shear behavior of a jointed rock mass.** 11th Symposium on Rock Mechanics: Theory and Practice. Berkeley: New York: American Institute of Mining Engineers. 1970. p. 105-125.
47. MALKI, T. E. **Développement d'un protocole expérimental pour l'estimation de la résistance au cisaillement d'un contact roc-béton.** Sherbrooke: Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, 2006.
48. ROUSSEAU, B. **Comportement des interfaces fragiles des ouvrages hydroélectriques.** Sherbrooke: Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 2010.
49. BARTON, N. Rock mechanics review. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, 13, 1976. 255-279.
50. KAHN, F.; MITCHELL, A. D. Shear friction tests with high-strength concrete. **ACI structural journal**, 99, n. 1, 2002. 98-103.
51. SONNENBERG, A. M. C.; AL-MAHAIDI, R.; TAPLIN, G. Behaviour of concrete under shear and normal stresses. **Magazine of concrete research**, 55, n. 4, 2003. 367-372.

52. FARDIN, N.; STEPHANSSON, O.; JING, L. The scale dependence of rock joint surface roughness. **International journal of rock mechanics & mining sciences**, 38, 2001. 659-669.
53. GOODMAN, R. E. The deformability of joints. **Determination of the in situ modulus of deformation of rock**, ASTM STP 477, 1970. 174-196.
54. ULUSAY, R. . A. H. J. A. (. **The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring; 1974-2006**. [S.l.]: [s.n.], 2007.

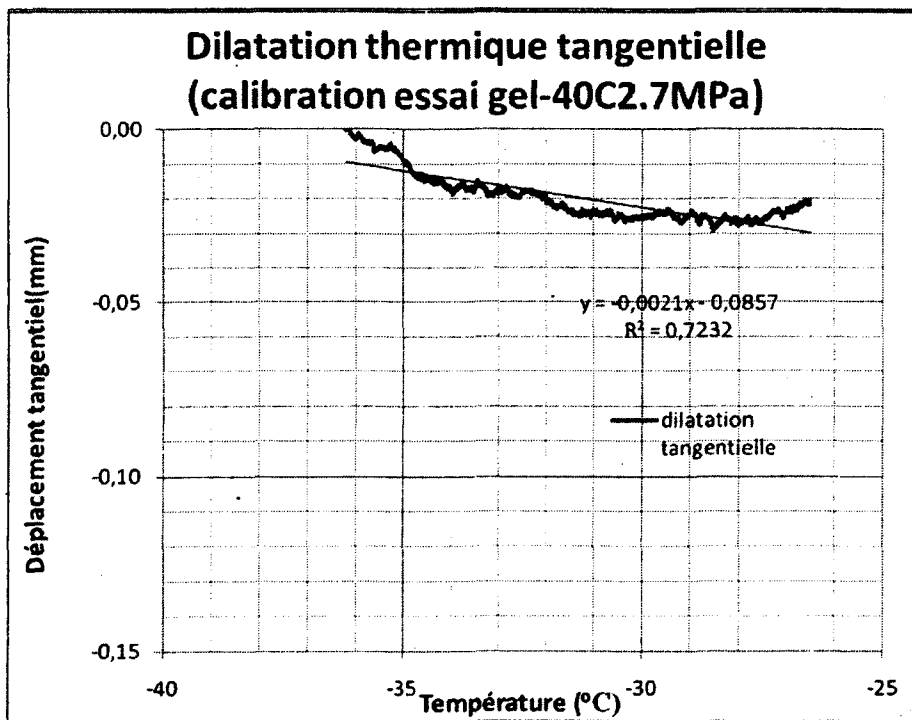
**A. Annexe :
Traitement de données d'un essai de type gel**



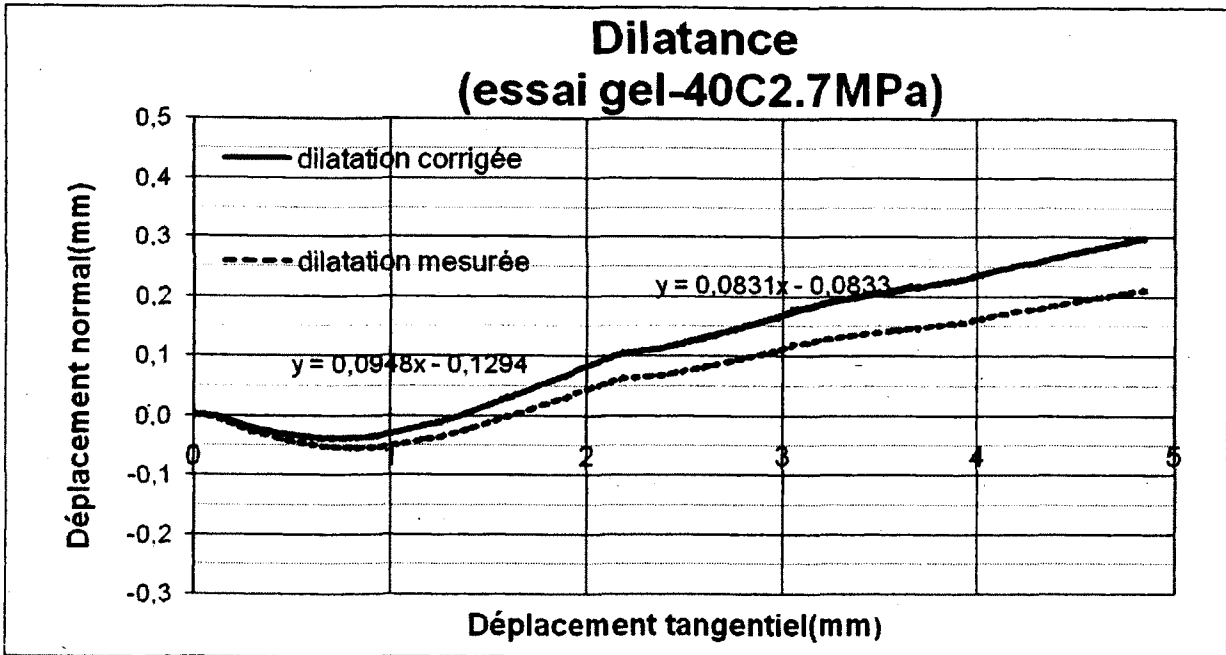
A.1 Suivi de la température durant la calibration d'un essai de type gel : Détermination du taux de réchauffement moyen d'un échantillon (équation de la courbe)



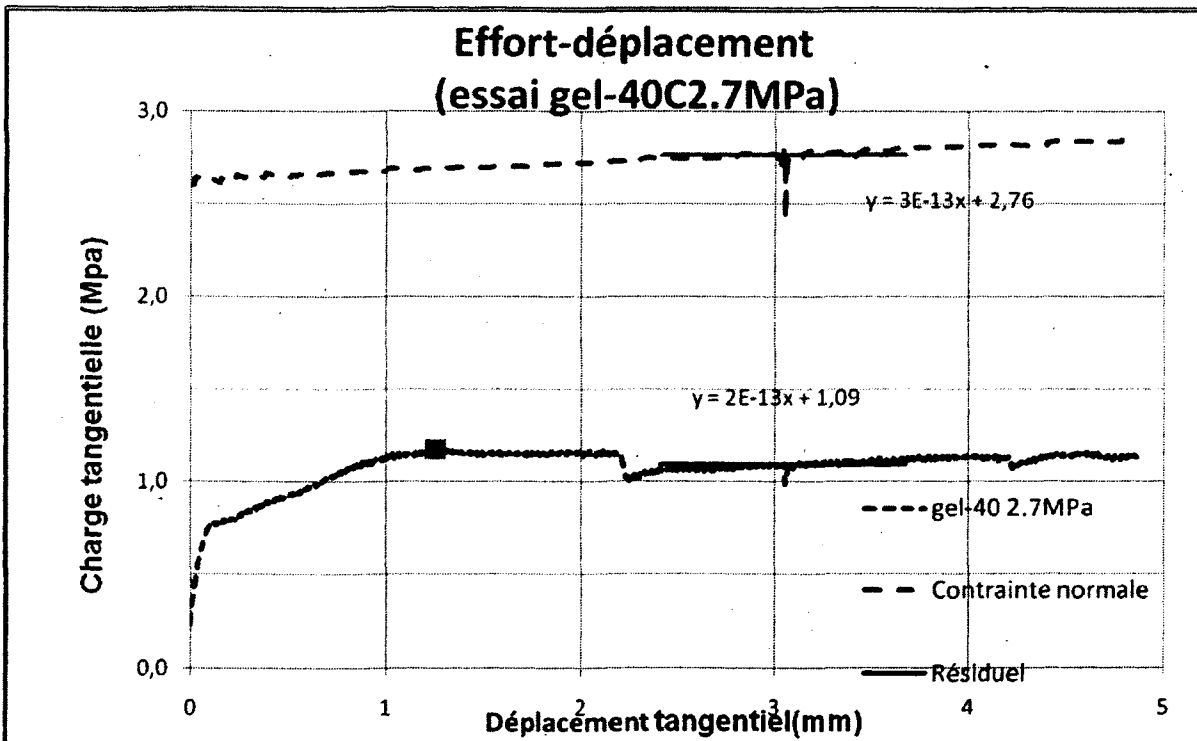
A.2 Calibration du montage avant un essai de type gel : Détermination du coefficient de dilatation thermique normal (pente de la droite)



A.3 Calibration du montage avant un essai de type gel : Détermination du coefficient de dilatation thermique tangentiel (pente de la droite)



A.4 Correction apportée à la courbe de dilatance lors d'un essai de type gel pour tenir compte des déplacements thermiques



A.5 Courbe effort-déplacement thermique d'un essai de type gel après correction appliquée aux déplacements tangentiels