

SYSTÈME D'ÉVALUATION DE LA CONDITION DE DALLES DE PONT EN BÉTON À L'AIDE DU GÉORADAR

Rapport final

Tarek Zayed, professeur
Université Concordia
Département de génie du bâtiment, civil et environnemental

et

Mona Abouhamad, chercheuse postdoctorale
Thikra Dawood, assistante de recherche
Ahmad Shami, assistant de recherche
Mohamed Al Sharqawi, assistant de recherche

Université Concordia
Département de génie du bâtiment, civil et environnemental

Réalisé pour le ministère des Transports du Québec

Projet de recherche R730.1

Mai 2015

La présente étude a été réalisée à la demande du ministère des Transports du Québec et a reçu un soutien financier de la Direction de la recherche et de l'environnement.

Le contenu du rapport reflète les points de vue des auteurs et non nécessairement les opinions ou les points de vue officiels du ministère des Transports du Québec.

Les auteurs du rapport tiennent à remercier le ministère des Transports du Québec (MTQ) de son soutien financier fourni pour la présente étude. Plus précisément, ils sont reconnaissants de l'aimable coordination de M. Louis-Marie Bélanger de la Direction des structures et de tout le personnel du MTQ qui a facilité les levés par géoradar sur le terrain. En outre, les auteurs souhaitent également remercier chaleureusement M. Alexander Tarussov, président de Radex Detection Inc, et son entreprise pour le généreux soutien, financier et matériel, qu'il a apporté à l'équipe de recherche. Ils tiennent également à remercier les gestionnaires et inspecteurs de ponts au Canada et aux États-Unis qui leur ont prêté main-forte dans le cadre de ce projet de recherche.

RÉSUMÉ

Les ponts routiers constituent l'épine dorsale de tout système de transport. Le *Report Card for America's Infrastructure* (rapport sur les infrastructures américaines) pour l'année 2013 indique qu'environ 210 millions de déplacements sont effectués chaque jour sur des ponts déficients aux États-Unis. Ces ponts représentent plus de 100 millions de m² sur un total de 360 millions de m² de dalles de pont en béton qui sont structuralement déficients ou fonctionnellement obsolètes. Pour remédier à ce problème aux États-Unis d'ici 2028, on estime qu'un investissement annuel de 20,5 milliards de dollars serait nécessaire, en grande partie axé sur les dalles de pont. Par ailleurs, au Canada, un tiers des 75 000 ponts routiers présentent des déficiences structurales ou fonctionnelles et une durée de vie restante limitée. Au Québec, les ponts ont atteint 72 % de leur espérance de vie et, en raison des limitations financières et de la responsabilité à l'égard du public, les organismes de transport ont besoin d'une base solide pour prendre des décisions d'intervention justifiables. Il est donc vital de mettre au point un modèle fiable pour évaluer l'état des dalles de pont.

Au Canada comme aux États-Unis, l'approche d'inspection principale consiste à examiner visuellement les dalles de pont ainsi que tous les autres éléments. Si cette technique peut être efficace pour détecter les défauts externes comme les fissures, la désagrégation et l'éclatement, les problèmes sous la surface comme les délaminages, les fissures internes ou la corrosion des barres d'armature demeurent invisibles. Pour s'affranchir des limites de l'inspection visuelle, la présente recherche vise à concevoir un système d'évaluation de la corrosivité des dalles de pont en se basant sur une technique d'évaluation non destructive.

Les objectifs de la recherche sont les suivants : 1) revoir les pratiques courantes utilisées pour l'inspection, l'évaluation et les systèmes de gestion de ponts; 2) étudier et sélectionner la meilleure technique d'évaluation non destructive; 3) étudier les méthodes d'interprétation des données de la technique sélectionnée; 4) élaborer un indice de corrosivité de la dalle du pont basé sur les résultats de cette technique en prenant le terme «corrosivité» dans le sens de «probabilité de corrosion».

La présente recherche a commencé par une enquête sous forme de questionnaire dont les deux objectifs sont présentés ci-après. Premièrement, il s'agissait de déterminer les pratiques les plus courantes utilisées par les organismes de transport au Canada et aux États-Unis. Deuxièmement, l'enquête visait à recueillir les données nécessaires afin d'aider à la prise de décision aux différents stades des projets de réparation ou de réhabilitation des dalles de pont.

Le questionnaire a été envoyé à des ingénieurs de ponts, à des inspecteurs et à des gestionnaires au Canada et aux États-Unis. L'enquête, dont le taux de réponse était élevé, présente pour chaque autorité : a) l'inventaire général des ponts et les pratiques d'inspection utilisées; b) les différents types d'intervention d'entretien, de réparation et de réhabilitation pour les éléments de pont; c) l'utilisation du système de gestion des ponts en termes de stockage de données et de prise de décision.

Une étude bibliographique approfondie a permis d'analyser différentes techniques d'évaluation non destructive et de sélectionner des critères afin de comparer leurs avantages : capacité de détecter le délaminage et la corrosivité ou de travailler sur les surfaces d'usure; impact sur le trafic; interprétation subjective minimale, etc. Le géoradar (GPR ou « ground-penetrating radar ») s'est révélé l'une des technologies les plus appropriées pour évaluer la corrosivité des dalles de pont en béton.

L'analyse numérique des amplitudes de réflexion est la technique la plus couramment utilisée pour interpréter les données de géoradar sur les dalles de pont en béton. Cependant, plusieurs facteurs peuvent influencer sur ces amplitudes, tels que la profondeur des barres d'armature, l'espacement entre ces dernières et les anomalies de surface. Ces facteurs provoquent une atténuation du signal pouvant indiquer à tort la présence de corrosion, qui ne peut pas être identifiée par l'analyse d'amplitude numérique.

Les géoradars modernes affichent les données collectées sous forme d'images ou de profils numériques, qui représentent des sections verticales de la dalle vis-à-vis les lignes de saisie d'antenne. La première procédure complète qui a permis d'interpréter visuellement de telles images a été réalisée par Tarussov et coll. en 2013 pour trouver des défauts et des zones détériorées.

Cette méthode, appelée l'analyse basée sur l'image, est exposée en détail dans la présente recherche. Elle permet de détecter les principales causes d'erreurs d'interprétation de la corrosivité – en raison des éléments structuraux sous-jacents, de la variation de l'alignement des barres d'armatures et des réparations antérieures – d'une manière plus efficace que l'analyse d'amplitude numérique. L'analyse basée sur l'image empêche donc de telles erreurs d'être interprétées comme une probabilité de corrosion.

Cette méthode fournit une cartographie de corrosivité assortie de catégories de condition précises. Cependant, elle repose sur une classification subjective. Afin de remédier à cette

subjectivité, la présente recherche propose deux solutions : 1) une technique intégrée combinant la méthode d'amplitude et l'analyse basée sur l'image avec une calibration de seuil; 2) une analyse de corrélation. Le principe de la première solution est que si une carte détaillée de l'atténuation selon l'échelle des décibels peut être utilisée pour déterminer les niveaux relatifs de corrosivité entre les barres d'armature, les informations dérivées de l'analyse basée sur l'image des données du géoradar permettent de déterminer le nombre de catégories de condition de la dalle.

Les valeurs de seuil sont nécessaires pour deux raisons : 1) tout d'abord, pour distinguer le béton sain du béton potentiellement déficient; 2) ensuite, pour faciliter la prise des décisions d'intervention.

Pour ce qui est de la deuxième solution, la méthode du coefficient de corrélation est élaborée grâce à une comparaison de signaux de géoradar collectés au même endroit à différents moments. Les différences entre les signaux peuvent montrer l'évolution de la corrosivité à l'endroit ausculté. Ainsi, les signaux anormaux attribuables à la configuration structurale peuvent être facilement observés et distingués des défauts résultant de la corrosion. Cette méthode fournit une interprétation plus complète puisqu'elle considère l'amplitude et la forme de chaque signal enregistré.

Reposant sur les solutions susmentionnées, l'indice de corrosivité de la dalle de pont est élaboré en tenant compte des différents états de corrosivité d'une dalle de pont durant sa vie utile, allant de 100 (état excellent) à 0 (état ultimement mauvais). L'indice définit le niveau d'intervention nécessaire et la mesure d'intervention recommandée correspondante. L'approche proposée est testée à l'aide des données collectées à partir de dalles de ponts du Québec et du New Jersey, dont deux ont déjà subi des examens par géoradar historiques. Des cartographies de corrosivité faisant appel aux deux méthodes d'analyses (analyse d'amplitude numérique et analyse basée sur l'image) sont produites pour chaque étude de cas. De plus, une inspection est réalisée au moyen de techniques destructives et non destructives pour valider davantage l'indice avec des résultats efficaces. Finalement, des outils automatisés sont conçus pour faciliter la mise en œuvre de la méthodologie et de l'approche imaginées. Les outils montrent les cartographies de la corrosivité et la calibration de seuil, l'analyse de corrélation, l'indice et les mesures d'intervention suggérées. La nouvelle approche devrait permettre aux agences de transport d'identifier les déficiences critiques et de concentrer le financement limité sur les dalles de pont qui en ont le plus besoin.

SIGLES ET ACRONYMES

BCI = **Bridge Condition Index** (Indice de condition de pont)

BDCI = **Bridge-Deck Corrosiveness Index** (Indice de corrosivité de la dalle de pont)

BHI = **Bridge Health Index** (Indice de santé de pont_

BMS = **Bridge Management Systems** (Système de gestion de pont)

DoTs = **Department of Transportation** (Département de transport)

FWA = **Fuzzy Weighted Average** (Moyenne pondérée floue)

GBHI = **GPR-based Bridge Health Index** (Indice de santé du pont basé sur le géoradar)

GPR = **Ground Penetrating Radar** (Géoradar)

GPR-BriDCAS = **GPR-based Bridge Deck Corrosiveness Assessment System** (Système d'évaluation de la corrosivité basé sur le Géoradar)

GPS = **Global Positioning System** (Système de positionnement global)

GSSI = **Geophysical Survey Systems Inc**

HP = **Half-cell Potential** (Relevé de Potentiel de Corrosivité)

MATLAB = **Matrix Laboratory**

MR& R = **Maintenance, Repair and Rehabilitation** (Maintenance, réparation et réhabilitation)

MTQ = **Ministère des Transports du Québec**

NDE = **Nondestructive Evaluation/Examination** (Évaluation non destructive)

NBIS = **National Bridge Inspection Standards** (Standards nationaux d'inspection de pont)

RTK = **Real-Time Kinematic** (Cinématique du temps réel)

WFU = **Weighted Fuzzy Union** Union pondérée floue

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE 1	INTRODUCTION	1
1.1	Problématique de recherche et motivation	2
1.2	Objectifs de recherche et brève description de la méthodologie	2
1.3	Principaux résultats	3
1.4	Structure du rapport	5
CHAPITRE 2	ANALYSE DOCUMENTAIRE	6
2.1	Système de gestion des ponts	6
2.2	Inspection de pont	6
2.2.1	Détérioration des ponts en béton	6
2.2.2	Aperçu sur l'inspection des ponts	8
2.2.3	Types et intervalles d'inspection des ponts	11
2.2.4	Méthode de l'inspection visuelle	12
2.3	Méthodes d'évaluation non destructive pour les structures en béton armé	13
2.3.1	Introduction	13
2.3.2	Méthode du potentiel de demi-cellule	13
2.3.3	Résistivité du béton	14
2.3.4	Méthode de la polarisation	14
2.3.5	Méthodes auditives	16
2.3.6	Méthode de la vitesse d'impulsion	17
2.3.7	Analyse spectrographique des ondes de surface	17
2.3.8	Méthode d'impact-écho	18
2.3.9	Méthode de la thermographie infrarouge	18
2.3.10	Géoradar	19
2.3.11	Sélection d'une technique NDE	25
2.4	Évaluation de l'état de ponts	31
2.4.1	Évaluation de l'état des ponts aux États-Unis	32
2.4.2	Évaluation de l'état des ponts au Canada	40
2.5	Entretien, réparation et réhabilitation de ponts	52
2.5.1	Besoins en matière d'intervention pour les ponts	52
2.5.2	Stratégies d'intervention sur les ponts	54
2.5.3	Sélection de la méthode de réhabilitation	59

CHAPITRE 3	DÉMARCHE DE RECHERCHE	62
3.1	Résultats, limitations et lacune de recherche	62
3.1.1	Limitations des SGP	62
3.1.2	Limitations des méthodes d'inspection actuelles	63
3.1.3	Limitations des modèles d'évaluation de l'état	63
3.2	Démarche de recherche	64
CHAPITRE 4	PRATIQUES ACTUELLES D'INSPECTION DES PONTS	67
4.1	Questionnaire de l'enquête	68
4.1.1	Pratiques d'inspection	70
4.1.2	Pratiques d'entretien, de réparation et de réhabilitation des ponts	70
4.1.3	Prise de décisions et systèmes de gestion des ponts	70
4.2	Réponses et analyse	70
4.2.1	Pratiques d'inspection	70
4.2.2	Pratiques d'entretien, de réparation et de réhabilitation des ponts	80
4.2.3	Prise de décisions et systèmes de gestion des ponts	87
CHAPITRE 5	ÉLABORATION D'UN MODÈLE DE CORROSIVITÉ POUR LES DALLES DE PONT	97
5.1	Méthode d'analyse d'images	97
5.1.1	Démarche proposée	98
5.2	Regroupement (clustering) basé sur l'étalonnage de seuil	110
5.2.1	Mise en œuvre du modèle de seuils fondé sur le regroupement	113
5.3	Analyse de corrélation	118
5.3.1	Étalonnage du système	122
5.3.2	Mise en œuvre de l'analyse de corrélation	125
5.4	Indice de corrosivité de la dalle de pont basé sur les données de géoradar (GPR-BDCI)	131
5.4.1	Étalonnage de la fonction d'appartenance floue	131
5.4.2	Opération d'union d'ensembles flous pondérée	133
5.4.3	Questionnaire de l'enquête	134
5.4.4	Mise en œuvre de l'indice de corrosivité d'une dalle de pont	150
5.4.5	Utilisation stratégique de l'indice de corrosivité d'une dalle de pont (BDCI)	151
5.5	Discussion	153
CHAPITRE 6	ÉTUDES DE CAS DE L'APPROCHE DE CETTE RECHERCHE	157
6.1	Collecte de données	157

6.1.1	Pont Pohatcong, New Jersey, États-Unis	157
6.1.2	Pont P13748, Québec, Canada	159
6.1.3	Pont P15878, Québec, Canada	162
6.1.4	Pont P14870-K1, Québec, Canada	163
6.1.5	Pont P00663, Québec, Canada	165
6.1.6	Pont P04798, Québec, Canada	166
6.2	Analyse des données	167
6.2.1	Pont P13748, Québec, Canada (tablier à dalle épaisse)	167
6.2.2	Pont P-15878, Québec, Canada	169
6.2.3	Pont P04798, Québec, Canada	182
6.2.4	Pont P14870-K1, Québec, Canada (autoroute 40)	184
6.2.5	Pont du New Jersey	189
CHAPITRE 7	OUTIL AUTOMATISÉ	192
7.1	Outil automatisé	192
7.1.1	Prototype de logiciel	192
7.1.2	Option de corrélation	193
7.1.3	Option d'amplitude	197
7.1.4	Regroupement des K-moyennes et calcul de l'indice	198
7.1.5	Mise en œuvre de l'outil	201
CHAPITRE 8	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	206
RÉFÉRENCES		210
ANNEXE A	ENQUÊTE SUR LES PRATIQUES COURANTES	219
ANNEXE B	ENQUÊTE POUR LE DÉVELOPPEMENT D'UN INDICE DE CORROSIVITÉ	241

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Les facteurs de la détérioration tirés de la littérature	9
Tableau 2.2	Types d'inspection des ponts aux États-Unis	11
Tableau 2.3	Relation entre la résistivité du béton et la probabilité d'une corrosion significative	14
Tableau 2.4	Taux de corrosion typique de l'acier dans le béton	16
Tableau 2.5	Avantages et limitations de différentes techniques NDE	29
Tableau 2.6	Comparaison des techniques d'évaluation non destructive par rapport aux critères de sélection	31
Tableau 2.7	Cote d'évaluation d'état pour trois composantes principales de pont	34
Tableau 2.8	Lien entre les degrés de sévérité des défauts et l'état du matériau	45
Tableau 2.9	Défauts de matériau observés sur le mur de front d'une culée	46
Tableau 2.10	Critères généraux d'évaluation du comportement des éléments	48
Tableau 2.11	Système de cote d'évaluation d'état en Alberta	50
Tableau 2.12	Catégories de ponts et de leurs éléments	51
Tableau 2.13	Directives de la cote pour le dessus de la dalle	51
Tableau 2.14	Activités d'entretien préventif des structures	56
Tableau 2.15	Activités d'entretien de routine	57
Tableau 2.16	Activités de réparation	58
Tableau 4.1	Code et poste des participants à l'enquête	69
Tableau 4.2	Fréquence d'inspection reportée	71
Tableau 4.3	Action suggérée et sa fréquence pour les dalles de ponts	82
Tableau 4.4	Action suggérée et sa fréquence pour les poutres de ponts	84
Tableau 4.5	Action suggérée et sa fréquence pour les piles et les culées de pont	86
Tableau 4.6	Décision de réhabilitation ou de remplacement	93
Tableau 4.7	Système de gestion de ponts (SGP) informatisé	94
Tableau 5.1	Définition typique de différentes conditions par l'analyse d'image des profils de géoradar	102
Tableau 5.2	Les catégories de conditions et interventions correspondantes	113
Tableau 5.3	Zones de corrosivité basées sur le modèle de Martino et coll. (2014)	114
Tableau 5.4	Taux de faux positifs et niveaux de seuil	125
Tableau 5.5	Diminution de la moyenne du coefficient de corrélation dans le temps	128
Tableau 5.6	Résumé des réponses de la question 4	140
Tableau 5.7	Calcul de la distance pour éliminer l'incohérence	142
Tableau 5.8	Réponses réarrangées pour la question 4	143
Tableau 5.9	Les valeurs retenues et retirées pour chaque échantillon	144
Tableau 5.10	Stratégie d'utilisation du BDCI et du système d'inspection	152
Tableau 6.1	Équipement de géoradar et paramètres pour chaque collecte de données	158
Tableau 6.2	Données météorologiques historiques pour chaque collecte de données de géoradar	159
Tableau 6.3	Comparaison des résultats des différents tests	172

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Exemple d'un profil de géoradar pour une dalle de pont en béton	21
Figure 2.2	Exemple des résultats de la méthode d'analyse numérique	21
Figure 2.3	Forme d'onde d'une réflexion d'une dalle de pont en bon état	23
Figure 2.4	Tracés Chute d'eau d'une dalle de pont en béton sain et endommagé	24
Figure 2.5	La cartographie de la détérioration générée à partir de l'analyse visuelle des images de GPR	27
Figure 2.6	Formule de la cote de suffisance	35
Figure 2.7	Exemple d'états de condition et les actions réalisables	38
Figure 2.8	Détermination de la cote d'évaluation de matériau	43
Figure 2.9	Coût de réparation de pont	56
Figure 2.10	Prédiction de méthodes de réhabilitation préalable au relevé de dommages	61
Figure 3.1	La méthodologie du projet de recherche	66
Figure 4.1	Nombre de ponts dans les agences des participants	69
Figure 4.2	Répartition par âge moyen des ponts des agences interrogées	72
Figure 4.3	Les méthodes d'évaluation couramment utilisées pour les dalles de ponts	73
Figure 4.4	Les défauts communs des dalles de ponts	75
Figure 4.5	Les facteurs de détérioration communs des dalles de ponts	75
Figure 4.6	Les défauts communs des poutres de ponts	76
Figure 4.7	Les facteurs de détérioration communs des poutres de ponts	77
Figure 4.8	Les méthodes d'évaluation les plus utilisées pour les piles et les culées de ponts	78
Figure 4.9	Les défauts communs des piles et des culées de ponts	79
Figure 4.10	Les facteurs communs de détérioration des piles et des culées de ponts	79
Figure 4.11	Types d'intervention pour les dalles de pont	81
Figure 4.12	Types d'intervention pour les poutres de ponts	83
Figure 4.13	Types d'intervention pour les piles et les culées de pont	87
Figure 4.14	Décision d'une intervention appropriée	88
Figure 4.15	Utilisation d'un modèle standard d'évaluation de l'état	88
Figure 4.16	Les professionnels de la prise de décision	89
Figure 4.17	L'utilisation des outils pour prévoir la détérioration	90
Figure 4.18	Critères décisionnels	90
Figure 4.19	Techniques d'optimisation	92
Figure 4.20	Utilisation du SGP	95
Figure 4.21	Développement des facteurs de coût pour la prise de décision	95
Figure 4.22	Niveau de satisfaction du SGP	96
Figure 4.23	Disponibilité de la formation SGP pour le personnel	96
Figure 5.1	Anomalies d'atténuation en bas de la dalle, sans lien avec l'état du béton	100
Figure 5.2	Atténuation du signal probablement causée par la corrosion de barres d'armature	102
Figure 5.3	Atténuation du signal due à la présence de chlorure dans le béton	103
Figure 5.4	Organigramme illustrant l'interprétation de profils de géoradar sur la base d'analyse d'images	104
Figure 5.5	Atténuations de géoradar dues à une poutre, comparées à celles probablement dues à de la corrosion	105

Figure 5.6	Ancienne réparation de pont; Certaines détériorations sont restantes (ou apparues plus tard) sous la partie réparée	106
Figure 5.7	Atténuations du signal dues à différents anomalies et défauts	106
Figure 5.8	Atténuation du signal à cause du délaminage et de la corrosivité	107
Figure 5.9	Atténuation du signal due à diverses anomalies dans le béton	107
Figure 5.10	Atténuation de signal due à des barres d'armature décalées et alignées	108
Figure 5.11	Atténuation du signal due à différents défauts et anomalies	108
Figure 5.12	Exemple du logiciel pour l'analyse d'images	109
Figure 5.13	Un profil typique de GPR pour les dalles de béton avec une couche d'asphalte	110
Figure 5.14	Cadre pour déterminer le nombre de catégories d'états	112
Figure 5.15	Analyse d'image des données GPR	115
Figure 5.16	Regroupement (clustering) d'amplitude pour les quatre ensembles de données	116
Figure 5.17	La cartographie de la corrosivité pour quatre ensembles de données basées sur l'étalonnage de seuil	117
Figure 5.18	La cartographie de condition par géoradar basée sur la sélection subjective des valeurs de seuil (La et coll. 2013)	118
Figure 5.19	Résultat de l'essai de résistivité du béton (La et coll., 2013)	118
Figure 5.20	Processus pour évaluer l'état des dalles de ponts à long terme en utilisant le géoradar	119
Figure 5.21	Corrélation entre deux signaux GPR	120
Figure 5.22	Deux profils avec la même ligne de balayage	124
Figure 5.23	Coefficients de corrélation et ajustement de distribution	125
Figure 5.24	Exemple de traitement pour les deux ensembles de données	127
Figure 5.25	Les cartographies du coefficient de corrélation	128
Figure 5.26	Cartographie de détérioration relative avec un seuil de corrélation = 0,986	129
Figure 5.27	Cartographie de détérioration relative avec un seuil de corrélation = 0,981	130
Figure 5.28	Cartographie de détérioration relative avec un seuil de corrélation = 0,975	131
Figure 5.29	Visualisation de l'indice de corrosivité de la dalle de pont	132
Figure 5.30	Explication de l'enquête	135
Figure 5.31	La classification des répondants basée sur le domaine d'expertise	138
Figure 5.32	La classification des répondants basée sur les années d'expérience	138
Figure 5.33	La classification des répondants basée sur la région	139
Figure 5.34	Incohérence entre P1 et P2	141
Figure 5.35	Incohérence entre T1 et T2	142
Figure 5.36	Régression linéaire pour la calibration de la fonction d'appartenance	145
Figure 5.37	Fonctions d'appartenance calibrées sur la base de P1 et P2	146
Figure 5.38	Fonctions d'appartenance calibrées sur la base de T1 et T2	146
Figure 5.39	Comparaison entre deux méthodes de défuzzification	147
Figure 5.40	Intervention suggérée pour les dalles de ponts en mauvais état avec un BDCI plus petit que le seuil T1	148
Figure 5.41	Actions d'intervention suggérées pour les dalles de ponts en mauvais état avec un BDCI plus petit que le seuil T2	149
Figure 5.42	Calcul du BDCI pour quatre ensembles des données	151

Figure 6.1	Pont Pohatcong	157
Figure 6.2	Pont P13748	161
Figure 6-3	Plan de la dalle du pont P13748 et chemins de balayage établis	161
Figure 6.4	Balayage de la dalle du pont avec le géoradar	162
Figure 6.5	Plan de la dalle du pont P15878 et chemins de balayage établis	163
Figure 6.6	Plan de la dalle supérieure de la culée du pont P14870-K1 et chemins de balayage établis	164
Figure 6.7	Plan de la dalle du pont P00663 et chemins de balayage	165
Figure 6.8	Plan de la dalle du pont P04798 et chemins de balayage	166
Figure 6.9	Pont P04798, Québec, Canada	167
Figure 6.10	Localisation des barres d'armatures dans les profils du géoradar	168
Figure 6.11	Carte de corrosivité pour la dalle du pont P13748 obtenue par la méthode de l'analyse numérique	168
Figure 6.12	Carte de corrosivité du pont P13748 basée sur l'analyse d'images	169
Figure 6.13	Carte de corrosivité pour la dalle du pont P15878 obtenue par la méthode de l'analyse numérique	169
Figure 6.14	Localisation des barres d'armature pour la dalle du pont P15878	170
Figure 6-15	Carte de corrosivité du pont P15878 basée sur l'analyse d'images	170
Figure 6.16	Cartographie du délaminage du pont P15878	171
Figure 6.17	Carte de potentiel de corrosion d'après le potentiel de demi-cellule	172
Figure 6.18	Comparaison entre les cartes de détérioration obtenues à l'aide des différentes techniques destructives et non destructives	173
Figure 6.19	Carte de corrosivité obtenue par la méthode de l'analyse d'images et sections transversales	174
Figure 6.20	Section A-A – Corrosion des barres d'armature et rouille du béton	175
Figure 6.21	Section B-B – Béton sain	175
Figure 6.22	Section C-C – Corrosion des barres d'armature et délaminage	175
Figure 6.23	Section D-D – Corrosion et rouille des barres d'armature	175
Figure 6.24	Section E-E – Forte corrosion avec désagrégation du béton	176
Figure 6.25	Section F-F – Béton sain	176
Figure 6.26	Section G-G – Béton sain	176
Figure 6.27	Section H-H – Béton moyennement corrodé	176
Figure 6.28	Section I-I – Béton moyennement corrodé et fissures visibles	176
Figure 6.29	Corrélation entre la carte de corrosivité basée sur l'analyse d'images et la détérioration du dessous de la dalle à différents endroits	177
Figure 6.30	Corrélation entre la carte de corrosivité basée sur l'analyse d'images et la détérioration du dessous de la dalle	178
Figure 6.31	Corrélation entre la carte de corrosivité basée sur l'analyse d'images et la détérioration du dessous de la dalle	179
Figure 6.32	Corrélation entre la carte de corrosivité basée sur l'analyse d'images et la détérioration du dessus de la dalle	180
Figure 6.33	Corrélation entre la carte de corrosivité basée sur l'analyse d'images et la détérioration du dessus de la dalle.	181
Figure 6.34	Plan de la dalle du pont P04798 et chemins de balayage	182
Figure 6.35	Cartographie de corrosivité de la dalle du pont P04798 à l'aide de l'analyse numérique	183
Figure 6.36	Cartographie de taux de corrosivité basée sur l'analyse d'images du pont P04798	184

Figure 6.37	Plan de la dalle supérieure de la culée du pont P14870-K1 et chemins de balayage établis	185
Figure 6.38	Cartographie de corrosivité de la dalle supérieure de la culée du pont P14870-K1 d'après l'amplitude numérique	186
Figure 6.39	Cartographie de corrosivité de la dalle de culée du pont P14870-K1 basée sur l'analyse d'images	187
Figure 6.40	Corrélation entre l'analyse d'images des profils de géoradar et la réelle détérioration du dessous de la dalle	188
Figure 6.41	Cartographie de corrosivité de la dalle du pont du New Jersey d'après l'amplitude numérique	189
Figure 6.42	Cartographie de corrosivité basée sur l'analyse d'images du pont du New Jersey	190
Figure 6.43	Comparaison entre les deux cartes de taux de corrosivité de la dalle du pont du New Jersey	191
Figure 7.1	Interface du programme	193
Figure 7.2	Liens entre les composants de l'outil	194
Figure 7.3	Interface des données pour la méthode de corrélation	195
Figure 7.4	Exemple des valeurs de sortie du calcul de la corrélation	196
Figure 7.5	Données d'entrée pour la méthode de l'amplitude	197
Figure 7.6	Exemple de données de sortie pour le calcul d'amplitude	198
Figure 7.7	Données d'entrée du regroupement des K-moyennes et calcul de l'indice	199
Figure 7.8	Données de sorties du regroupement des K-moyennes et du calcul de l'indice	200
Figure 7-9	Cartographie de corrosivité basée sur les valeurs de seuil	200
Figure 7.10	Indice de corrosivité et carte de corrosivité du pont P13748	201
Figure 7.11	Indice de corrosivité et carte de corrosivité du pont P15878	202
Figure 7.12	Indice de corrosivité et carte de corrosivité du pont P14870-K1	203
Figure 7.13	Indice de corrosivité et carte de corrosivité du pont P04798	205

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

L'inspection de l'état des ponts fait partie des éléments essentiels de tout système de gestion des ponts. En effet, les données figurant dans les rapports d'inspection sont toujours prises en compte dans l'allocation budgétaire des ponts déficients d'une région. Ainsi, une inspection efficace des ponts est indispensable pour assurer la sécurité et la durabilité de leur infrastructure. Au Canada, la plupart des ponts ont été construits durant le boom de la construction d'infrastructures, dans les années 1960 et 1970 (Adhikari et coll. 2012).

Alors que nombre de ces ponts atteignent ou ont dépassé leur durée de vie de 50 ans, le problème de leur vieillissement pose de grands défis de conservation pour les organismes de transport provinciaux et municipaux. Les préoccupations à cet égard sont les mêmes aux États-Unis, où selon le *Report Card for America's Infrastructure* (rapport sur les infrastructures américaines) paru en 2013, l'âge moyen des 607 380 ponts du pays est actuellement de 42 ans (ASCE, 2013). De plus, les statistiques de la Federal Highway Administration indiquent qu'un pont sur neuf (9) est classé comme « structuralement déficient » (FHWA, 2012).

Le problème croissant du vieillissement et de la détérioration des ponts nécessite un système d'inspection des éléments de pont plus efficace, capable de fournir suffisamment de données approfondies pour l'allocation budgétaire et la prise de décision en matière d'entretien. Afin de favoriser les meilleures décisions, les gestionnaires de ponts ont préconisé une approche de la détérioration des ponts basée sur leur performance et axée sur leurs caractéristiques géométriques et fonctionnelles détaillées (Rehm, 2013). Parallèlement, les organismes de transport ont eu tendance à adopter et à appliquer la méthode d'inspection focalisée sur les éléments. Le fait est qu'une inspection approfondie fournit plus de détails susceptibles d'être analysés et pris en compte dans l'élaboration de courbes de détérioration et de modèles de performance efficaces (Markow et Hyman 2009). Les instructions mises à jour ou nouvellement communiquées ainsi que l'état récent de la pratique laissent croire à une intégration accrue de l'évaluation de l'état des éléments de pont basée sur leurs défauts afin d'effectuer des examens plus perspicaces.

1.1 Problématique de recherche et motivation

Les données collectées grâce à l'étude de l'inventaire des ponts constituent un pilier fondamental de la gestion des actifs. Elles permettent de prendre des décisions afin d'optimiser l'entretien, la réparation et la réhabilitation des ponts. Comme les autres systèmes de gestion des ponts, le système personnalisé mis au point pour le MTQ (GSQ) fait appel à une inspection visuelle pour repérer les défauts des ponts et évaluer l'état de ceux-ci. Même si cette inspection peut permettre de repérer certains défauts, comme les fissures, la désagrégation et l'éclatement, elle ne détecte pas nécessairement les défauts internes apparus durant les premiers stades de la détérioration des structures, tels que les délaminages et les fissures internes. Un autre problème également soulevé par l'inspection visuelle est la subjectivité des résultats liée à la technique et l'interprétation des inspecteurs.

De nombreux efforts ont été effectués pour compléter les inspections standards à l'aide de techniques d'évaluation non destructive. Toutefois, la plupart de ces efforts visent encore à vérifier l'efficacité ou la précision de différentes techniques. De plus, la majorité des techniques mises au point sont uniquement axées sur l'évaluation de l'état des dalles de pont en béton, tandis qu'un système efficace de gestion des ponts nécessite une mesure globale de la condition et une modélisation de la performance pour l'ensemble de la structure. L'application des techniques d'évaluation non destructive devrait donc être étendue à d'autres composants et éléments des ponts.

Les pratiques courantes font appel à une variété de mesures et d'indices afin d'aboutir à une décision concernant la performance des ponts. Dans ce contexte, le GSQ utilise l'indice d'état de pont comme principale mesure de la condition (Ellis et coll. 2008). Cet indice peut être élaboré pour un seul pont ou un ensemble de ponts et offre ainsi un outil de mesure de performance et de gestion d'entretien de pont. Cependant, il est aussi déterminé en fonction d'une inspection visuelle, ce qui implique des limites comme mentionné plus haut.

1.2 Objectifs de recherche et brève description de la méthodologie

Le but principal de la présente recherche est de mettre au point un système d'évaluation de la corrosivité spécialement pour les dalles de pont, en se basant sur les résultats d'une inspection par géoradar en tant que technique d'évaluation non destructive. Bien que les techniques d'évaluation non destructive puissent être utilisées pour l'inspection de différents types de

ponts, la recherche se concentrera principalement sur les ponts en béton, qui représentent environ 75 % de tous les ponts au Québec. Pour atteindre son objectif principal, la recherche vise les sous-objectifs suivants :

1. Examiner les pratiques actuellement en usage pour l'évaluation et la réhabilitation des différents éléments des ponts en béton au Québec – y compris GSQ, dans les autres provinces canadiennes et aux États-Unis.
2. Identifier et étudier les facteurs critiques qui influent sur la détérioration des différents éléments des ponts en béton comme les dalles, les poutres et les piles.
3. Étudier et analyser la nature des techniques d'évaluation non destructive, y compris le géoradar, afin d'examiner leurs capacités de détection, leurs avantages, leurs limites ainsi que leur interprétation des données pour l'inspection des dalles de pont. Tester la pertinence et la fiabilité d'une approche particulière pour l'investigation par géoradar.
4. Élaborer un cadre d'inspection pour l'évaluation de la corrosivité des dalles de pont en utilisant la technique du géoradar et élaborer un indice basé sur l'évaluation par géoradar qui rend compte de la corrosivité des dalles de pont. Le terme «corrosivité» étant pris dans le sens de « probabilité de corrosion » pour la présente recherche.

1.3 Principaux résultats

Depuis le début du projet, l'équipe de recherche a mis en place un programme de travail intensif afin d'atteindre ses objectifs. Elle a réalisé une étude bibliographique approfondie pour se familiariser avec l'état actuel des connaissances dans le domaine de la gestion et de l'inspection des ponts, pour obtenir des informations sur les causes et facteurs de détérioration des ponts, et pour construire un dossier solide concernant les outils et techniques d'évaluation disponibles. De plus, l'équipe a mené une enquête exhaustive sur les pratiques actuellement utilisées par les organismes de transport au Canada et aux États-Unis. Les objectifs suivants ont ainsi été atteints :

1. **Revue complète des pratiques actuelles de gestion, d'inspection et d'évaluation de l'état des ponts au Québec et en Amérique du Nord.** Celle-ci comprend la collecte d'informations sur le système de gestion des ponts des provinces et des États, l'étude des manuels et directives d'inspection des ponts de chaque organisme, et l'analyse des méthodes d'évaluation de l'état des ponts en vigueur. Des renseignements sur les pratiques d'inspection et d'entretien des ponts ainsi que sur la prise de décision en la

matière ont été collectés grâce à une enquête en ligne auprès des organismes de transport du Québec, du reste du Canada et des États-Unis.

2. **Analyse des techniques d'évaluation non destructive – y compris le géoradar – actuellement utilisées pour l'évaluation de la corrosivité des dalles de pont en béton.**

L'investigation des différentes techniques d'évaluation non destructive met en évidence l'efficacité et la capacité de détection ainsi que les limites de ces techniques. Une analyse comparative montre la robustesse du géoradar par rapport aux autres techniques pour ce qui est de détecter la corrosivité des barres d'armature.

3. **Étude approfondie des facteurs critiques qui causent la détérioration des dalles de pont en béton.** Cette étude comprend l'identification de tous les facteurs de détérioration et de déficience possibles selon la littérature et l'expérience. Les facteurs cumulés sont classés dans différentes catégories et assortis d'un résumé de leur importance relative.

4. **Enquête sur les pratiques les plus courantes des organismes de transport au Canada et aux États-Unis.** L'équipe de recherche a envoyé un questionnaire à plus de 50 ingénieurs de pont, inspecteurs et gestionnaires de différents organismes canadiens et américains, et a obtenu un taux de réponse élevé.

5. **Collecte de données de géoradar pour cinq dalles de pont en béton au Québec et une dalle de pont aux États-Unis.** La méthode d'amplitude et la méthode d'analyse basée sur l'image ont été appliquées pour analyser les données et profils collectés grâce au géoradar. Les résultats pour chaque pont sont représentés sous la forme d'une cartographie de la corrosivité de la dalle basée sur l'atténuation du signal du géoradar. Une comparaison des résultats des deux méthodes révèle une plus grande efficacité de l'analyse basée sur l'image par rapport à l'analyse d'amplitude numérique.

6. **Élaboration d'un indice de corrosivité de la dalle de pont.** Ce modèle sert à perfectionner l'analyse des données du géoradar et la rend plus utile pour l'interprétation de la corrosivité par les décideurs. Le processus comprend deux étapes : 1) calibration de seuil basé sur une méthode de regroupement (clustering) à K moyennes; 2) élaboration et application d'un indice de corrosivité de dalle de pont. Une deuxième méthode est également mise au point, soit celle de l'analyse de corrélation à l'aide de données de références.

7. **Conception d'un outil automatisé, le Système d'évaluation de la corrosivité des dalles de pont par géoradar.** Il s'agit d'une application autonome pour le système mis au point, codée en C#, un langage de programmation .NET créé par Microsoft Corporation.

1.4 Structure du rapport

Le présent rapport récapitule l'ensemble du travail effectué depuis le début du projet de recherche. Il est composé des chapitres suivants.

Le chapitre 1 fournit une introduction sur le projet entrepris et une vue d'ensemble de la problématique de recherche. Il donne un aperçu des objectifs de recherche et met en évidence les progrès en cours du projet.

Le chapitre 2 résume l'étude bibliographique approfondie effectuée afin de comprendre et analyser la problématique de recherche.

Le chapitre 3 expose l'approche de recherche adoptée.

Le chapitre 4 aborde l'enquête sur les pratiques actuelles en matière d'inspection des ponts présentée dans les deux premiers rapports d'étape. Les réponses au questionnaire sont notées et analysées pour obtenir un aperçu des pratiques de gestion des ponts en Amérique du Nord.

Le chapitre 5 porte sur l'élaboration de l'indice de corrosivité de la dalle de pont. Ce chapitre détaille l'analyse basée sur l'image des profils de géoradar, la calibration de seuil basée sur une méthode de regroupement, l'analyse de corrélation, et finalement l'indice de corrosivité de la dalle de pont.

Le chapitre 6 teste l'approche de recherche, en commençant par une explication de la procédure de collecte des données du géoradar. Une description des visites de ponts du Québec effectuées par l'équipe de recherche et de la corrosivité de ces ouvrages s'ensuit. Une analyse des données du géoradar est alors réalisée en utilisant la méthode d'amplitude et l'analyse basée sur l'image. De plus, une comparaison entre les cartographies de la corrosivité obtenues à l'aide des deux méthodes est présentée et validée au moyen des résultats obtenus grâce aux techniques d'évaluation destructive (carottes) et non destructive (potentiel de demi-cellule).

Le chapitre 7 présente l'outil automatisé utilisé pour appliquer les approches, les procédures et les méthodes élaborées.

Le chapitre 8 conclut le rapport en décrivant les résultats importants du projet et en recommandant des avenues censées améliorer les recherches et pratiques actuelles.

CHAPITRE 2 ANALYSE DOCUMENTAIRE

2.1 Système de gestion des ponts

Les systèmes de gestion des ponts (SGP) sont la partie de la gestion des actifs qui concerne les ponts. Ce type de système et le système de gestion des chaussées sont parmi les systèmes de gestion du patrimoine les plus avancés qui fournissent les pratiques de pointe utilisées par les organismes de transports partout dans le monde. Selon la définition proposée par Hudson et coll. (1993), le SGP est une approche rationnelle et systématique permettant d'organiser et de mener à bien toutes les activités liées au maintien d'un réseau de ponts. Le SGP vise principalement à aider les gestionnaires de ponts à prendre des décisions qui soient cohérentes et justifiables en ce qui concerne l'entretien, la réparation et la réhabilitation des ponts, et la détermination des besoins futurs en matière de financement. Ces décisions de gestion peuvent concerner un seul pont ou un réseau complet de ponts. Généralement, elles sont fondées sur les avantages qu'elles procurent à l'ensemble du réseau plutôt qu'à un seul pont. À l'échelle du réseau, on se sert du SGP pour tenter d'établir les niveaux de financement d'investissement optimaux et les objectifs de comportement pour un ensemble de ponts, tandis que pour un seul pont, il permet de déterminer à la fois la bonne portée et le calendrier des travaux à effectuer durant son cycle de vie (Patidar et coll., 2007).

2.2 Inspection de pont

2.2.1 Détérioration des ponts en béton

La nécessité d'inspecter les ponts découle naturellement de la détérioration des matériels. Cette recherche porte principalement sur les dalles de ponts en béton armé, désignés ci-après sous le nom de dalles de béton; seuls les processus de détérioration de ces éléments de pont y sont décrits. La détérioration des structures en béton résulte des effets combinés de nombreux phénomènes complexes. Penttala (2009) a classé les processus de détérioration en deux grands mécanismes de détérioration des ponts en béton armé, à savoir les détériorations de nature physique et les détériorations de nature chimique. Les détériorations de nature physique sont les processus liés à des facteurs comme les cycles de gel et de dégel, les variations de volume non uniformes, les gradients de température, l'usure par frottement, l'érosion et la cavitation, tandis que les détériorations de nature chimique découlent de la carbonatation, des

attaques des ions chlorure, des sulfates et des acides, et des réactions alcalines des agrégats. Toutefois, malgré la diversité des mécanismes, la détérioration de la plupart des ponts en béton en Amérique du Nord est due à la corrosion des barres d'armature en acier attribuable au sel de déglacage épandu sur les ponts en hiver ou au sel de l'eau de mer dans le cas des structures construites en milieux marins (Qian 2004). Aux États-Unis seulement, environ 20 % des coûts de réhabilitation des ponts sont attribués à la corrosion induite par les chlorures (Al-Qadi et coll. 1993).

De nombreux efforts ont été déployés dans les milieux de recherche afin de cerner les facteurs qui entraînent la détérioration des ponts, en particulier celle des dalles de ponts en béton. Les différentes recherches ont abouti à différentes listes de facteurs (Jiang en 1990, Scherer et Glagola en 1994, Kim et Yoon en 2010, Morcous et Hatami en 2011, Huang en 2003, Zhao et Chen en 2002, Huang et coll. en 2010, Morcous et coll. en 2002) en raison du fait que les mécanismes de détérioration varient dans les diverses régions. Comme chacune des études susmentionnées classe et structure les facteurs de détérioration de façon différente, le présent rapport dresse d'abord la liste de tous les facteurs découlant de ces études au

Tableau 2.1. Plus loin dans le présent document, chacun de ces facteurs est étudié et analysé afin de vérifier leur pertinence par rapport aux pratiques au Québec. En outre, plusieurs facteurs peuvent être ajoutés en fonction de l'expérience des auteurs et des experts dans le domaine des ponts.

2.2.2 *Aperçu sur l'inspection des ponts*

L'inspection des ponts peut être définie comme un processus permettant de détecter et de consigner les défauts et d'utiliser ces données pour évaluer l'état des ponts. Les données d'inspection sont nécessaires et précieuses pour les systèmes de gestion des ponts. Fait intéressant, l'inspection des ponts n'était pas destinée, à l'origine, à combler ce besoin. Elle a plutôt fait l'objet d'une réglementation pour des raisons de sécurité. L'un des événements qui ont influé sur les pratiques visant à garantir la sécurité des ponts a eu lieu en décembre 1967, lorsque le « Silver Bridge » reliant les États de l'Ohio et de la Virginie-Occidentale s'est effondré à l'heure de pointe, causant la mort de 46 personnes qui ont été précipitées dans les eaux glaciales de la rivière Ohio (WSDOT, 2010).

Tableau 2.1 Les facteurs de la détérioration tirés de la littérature

Facteurs	Sources							
	Jiang (1990)	Scherer et Glagola (1994)	Zhao et Chen (2002)	Morcous et coll. (2002)	Huang (2003)	Huang et coll. (2010)	Kim et Yoon (2010)	Morcous et Hatami (2011)
Âge du pont		X	X	X		X	X	
Matériels du pont							X	X
Administration du pont								X
N ^{bre} de travées		X	X		X	X	X	
N ^{bre} de voies						X		
Longueur du pont			X	X	X	X		
Surface ou largeur du pont			X	X	X	X	X	
Longueur de la travée la plus longue						X		
Angle de biais				X		X		
Type de structure	X		X	X		X		X
Type de dalle								X
Type de couche de roulement de la dalle								X
Protection de la dalle								X
Type de poutres				X		X		
Matériau des poutres		X		X		X		
Type de piles						X		
Matériau des piles						X		
Fondation des piles						X		
Type de culée						X		
Type de fondation des culées						X		
Chaussée				X		X		
Contrevent de protection contre les séismes						X		
Joint de dilatation						X		
Type d'appui						X		
Mur en aile						X		
Charge vive calculée					X	X		
Débit journalier moyen (DJM)	X	X		X	X	X	X	X
Débit journalier moyen, camions							X	X
Enjambe ou non un cours d'eau					X	X		
Distance à partir de la rive						X		
Pluies acides						X		
Précipitations annuelles moyennes		X				X		
Précipitations mensuelles max.						X		

Facteurs	Sources							
	Jiang (1990)	Scherer et Glagola (1994)	Zhao et Chen (2002)	Morcous et coll. (2002)	Huang (2003)	Huang et coll. (2010)	Kim et Yoon (2010)	Morcous et Hatami (2011)
N ^{bre} de jours de pluie/an						X		
N ^{bre} max. de jours de pluie/mois						X		
Profil de sol					X	X		
Niveau de la route	X	X	X					X
Région climatique	X		X					X
Remplacement							X	
Longueur remplacée							X	
État de la dalle							X	
Précipitations							X	
Chute de neige							X	
N ^{bre} de jours/an où la temp. est inférieure ou égale à 0 °C							X	
N ^{bre} de jours/an où la temp. est supérieure ou égale à 32 °C							X	
Temp. moyenne							X	
Type d'utilisation du pont								X

Cette tragédie a immédiatement amené le gouvernement américain à se pencher sur la sécurité des ponts. Il en est résulté la norme « National Bridge Inspection Standards (NBIS) », publiée par la Federal Highway Administration (FHWA) en 1971. Cette norme visait à établir un programme d'inspections périodiques et exhaustives de tous les ponts routiers fédéraux des États-Unis. Elle énonce les qualifications minimales que doivent posséder les inspecteurs de pont, et réglemente les types et la fréquence des inspections de ponts ainsi que la structure des rapports d'inspection. En 1978, la FHWA a étendu ces exigences à tous les ponts publics où circulent des véhicules. En août 1988, elle a publié des modifications à la norme pour combler certaines lacunes relevées durant un réexamen des programmes d'inspection (WSDOT, 2010). Lorsqu'ils mettent en application la norme, les DOT (Department of Transportation) des différents États américains en étendent généralement l'application. Habituellement, ils inspectent un plus grand nombre de structures, effectuent des inspections plus fréquemment et imposent des exigences supplémentaires en matière de qualifications du personnel d'inspection. Les inspections de ponts ont normalement trois objectifs : 1) assurer la sécurité des ponts, 2) découvrir les travaux d'entretien et les réparations nécessaires et 3) préparer la réhabilitation ou le remplacement des ponts (Hearn, 2007).

2.2.3 Types et intervalles d'inspection des ponts

Il existe plusieurs types d'inspection de ponts; chaque type répond à un objectif particulier, comme il est mentionné précédemment, et l'inspection suit alors une fréquence distincte des autres. Hearn (2007) résume les différents types d'inspections de ponts effectuées aux États-Unis et leur fréquence standard respective, comme l'indique le Tableau 2.2. Il convient de noter que la fréquence pour un type d'inspection donné peut varier d'un organisme à un autre.

Tableau 2.2 Types d'inspection des ponts aux États-Unis

Inspection	Description	Fréquence d'inspection standard
Inspection des dommages	Inspection non périodique visant à évaluer les dommages structurels attribuables à des facteurs environnementaux ou à une intervention humaine.	–
Inspection d'éléments dont la rupture serait critique.	Inspection directe d'un élément ou d'un composant d'élément dont la rupture serait critique, ce qui peut comprendre une inspection visuelle et une autre évaluation non destructive.	24 mois
Inspection directe	Inspection d'un composant se trouvant à portée de la main. Cette inspection fait appel à des techniques d'examen visuel qui peuvent être complétées par des méthodes d'évaluation non destructive (NDE).	–
Inspection approfondie	Inspection détaillée d'un ou de plusieurs éléments se trouvant au-dessus ou en dessous du niveau de l'eau en vue de cerner les déficiences qui ne peuvent pas être détectées facilement à l'aide des méthodes d'inspection normales; il peut être nécessaire d'effectuer une inspection directe à certains endroits.	–
Inspection initiale	Première inspection à laquelle est soumis un pont qui s'ajoute à l'ensemble des ponts; elle vise à dresser l'inventaire des structures, à recueillir les données d'évaluation et autres données pertinentes, et à déterminer l'état structurel de base.	–
Inspection périodique	Inspection régulière prévue comportant les observations ou les mesures nécessaires pour déterminer l'état physique et fonctionnel du pont, pour déceler tout changement par rapport à l'état initial ou antérieurement consigné, et pour s'assurer que la structure continue de satisfaire aux exigences fonctionnelles actuelles.	24 mois
Inspection spéciale	Inspection effectuée à la discrétion du propriétaire du pont en vue de faire le suivi d'une déficience particulière connue ou soupçonnée.	–
Inspection sous-marine	Inspection de la partie submergée de la substructure du pont et du chenal environnant qui ne peuvent pas être inspectés visuellement à marée basse par examen à gué ou par sondage; elle nécessite généralement le recours à la plongée ou à d'autres techniques appropriées.	60 mois

Source : Hearn (2007)

2.2.4 Méthode de l'inspection visuelle

L'inspection visuelle est, depuis toujours, la principale méthode utilisée pour inspecter les ponts partout dans le monde. Cette méthode ne nécessite aucun équipement spécial; elle permet malgré tout de recueillir de précieux renseignements si elle est effectuée par des inspecteurs d'expérience. Selon les défauts observés, l'inspecteur utilisera ses connaissances en ingénierie des structures, en matériels de construction et en procédés de construction afin de cerner la cause probable des défauts et d'évaluer l'état du pont. Bien que la méthode soit simple et efficace, elle présente certaines limites; elle ne permet pas de détecter les défauts internes comme l'infiltration de chlorures, la corrosion, les délaminages et les fissures internes dans les structures en béton, de même que les minuscules fissures superficielles et les fissures internes dans les structures d'acier. Par conséquent, les graves défauts ne sont pas toujours détectés en utilisant cette méthode d'inspection et des événements tragiques peuvent se produire.

La méthode d'inspection visuelle pose un autre problème : les renseignements qu'elle permet de recueillir peuvent être vagues, ce qui pourrait nuire à la qualité de la prise de décisions de gestion des ponts. Il est clair qu'il faut des données exactes sur l'état du pont recueillies durant son inspection pour prendre les bonnes décisions en matière de financement du programme d'entretien du pont. En prenant conscience de cela, la FHWA a mené, en 2001, une étude exhaustive afin d'évaluer la fiabilité des méthodes d'inspection visuelle utilisées aux États-Unis (FHWA, 2001). L'une des principales constatations qui ont été faites dans le cadre de cette étude concerne l'exactitude des résultats des inspections visuelles; elle indique qu'en moyenne, quatre ou cinq valeurs différentes de l'évaluation de l'état ont été attribuées à chaque élément primaire alors que l'échelle globale va de 0 à 9. Il a également été conclu qu'au moins 48 pour cent des valeurs individuelles d'évaluation de l'état des éléments primaires étaient attribués incorrectement.

Les lacunes de l'inspection visuelle ont incité les intervenants du domaine des ponts à chercher d'autres méthodes d'inspection, à l'aide de technologies destructives ou non destructives. Toutefois, comme les méthodes destructives sont très coûteuses et nécessitent la démolition d'une partie de la structure du pont, on privilégie les technologies non destructives. Les techniques d'évaluation non destructive (NDE) disponibles servant à l'inspection des ponts en béton sont décrites en détail à la section suivante.

2.3 Méthodes d'évaluation non destructive pour les structures en béton armé

2.3.1 Introduction

Par définition, les évaluations non destructives, les essais non destructifs, les inspections non destructives ou les examens non destructifs sont des expressions qui sont couramment utilisées pour désigner une auscultation, une évaluation ou un essai auquel est soumis tout type d'objet sans modifier ni altérer cet objet de quelque façon que ce soit, afin de déterminer l'absence ou la présence de conditions ou de discontinuités pouvant avoir une incidence sur l'utilité ou la fonctionnalité de l'objet (Hellier, 2003). Par souci d'uniformité, dans le présent rapport, toutes les techniques non destructives seront désignées par l'acronyme NDE, qui signifie « Non-Destructive Evaluation » ou évaluation non destructive. Il convient de souligner que l'inspection visuelle est une méthode de NDE, selon cette définition. Toutefois, chaque fois que le terme « NDE » est utilisé, il désigne les techniques d'évaluation non destructives autres que la technique d'inspection visuelle.

Différentes techniques de NDE ont été employées pour différents types de matériels utilisés dans la fabrication des ponts, comme le béton, l'acier et le bois. Comme l'indique l'objectif de la présente recherche, seules les techniques d'inspection des ponts en béton sont visées et décrites. Ces techniques sont notamment : 1) Potentiel de demi-cellule; 2) Résistivité du béton; 3) Méthode de polarisation; 4) Méthodes auditives; 5) Ultrasons; 6) Impact-écho; 7) Thermographie infrarouge; 8) Analyse des ondes de surface; 9) Géoradar. Elles servent à détecter certains types de défauts dans les structures de ponts en béton afin d'en évaluer l'état.

2.3.2 Méthode du potentiel de demi-cellule

La méthode du potentiel de demi-cellule (de corrosion) est une méthode électrique qui sert à délimiter, sur les structures en béton, les zones où les barres d'armature sont probablement endommagées par la corrosion. Comme cette méthode nécessite un accès électrique aux barres d'armature et une connectivité électrique entre elles, elle ne peut être utilisée sur les armatures enduites d'époxy. Plusieurs études ont été réalisées sur le potentiel de demi-cellule comme méthode d'inspection des structures en béton. Par exemple, Pradhan et Bhattacharjee (2009) ont conclu, en se fondant sur les résultats d'une étude expérimentale, que le potentiel de demi-cellule est un signe stable de la présence de corrosion sur l'armature. Dans le cadre d'une autre recherche, Pour-Ghaz et coll. (2009) ont mis au point une méthode qui établit

quantitativement le lien entre les mesures du potentiel à la surface du béton avec le taux probable de corrosion localisée de l'armature, par la mesure de la résistivité du béton, de l'épaisseur du recouvrement de béton par-dessus l'armature et de la température, afin de tirer d'autres renseignements de la méthode du potentiel de demi-cellule. Toutefois, la méthode du potentiel de demi-cellule n'indique en rien le taux de corrosion au moment de la mesure, mais certaines techniques ont été conçues pour compléter cette méthode; l'une d'elles est l'essai de résistivité du béton.

2.3.3 Résistivité du béton

L'essai de résistivité du béton permet de mesurer la résistance électrique du béton. La valeur de la résistance électrique obtenue est ensuite utilisée conjointement avec le potentiel de corrosion afin d'évaluer le taux de corrosion de l'armature. La relation entre la résistivité du béton et la probabilité d'une corrosion significative, décrite dans l'ouvrage de Bungey et Millard (1996), est présentée au Tableau 2.3.

Tableau 2.3 Relation entre la résistivité du béton et la probabilité d'une corrosion significative

Résistivité (k Ω -cm)	Probabilité d'une corrosion significative (Béton non saturé lorsque l'acier est soumis à un courant électrique)
<5	Très élevée
5 à 10	Élevée
10 à 20	Faible à modérée
>20	Faible

Source : Bungey et Millard (1996)

2.3.4 Méthode de la polarisation

Comme la méthode de la résistivité du béton, l'essai de polarisation est un autre moyen de surmonter le grand inconvénient de la méthode du potentiel de demi-cellule, qui ne renseigne pas sur le taux de corrosion. Le terme « *polarisation* », en science de la corrosion, désigne la variation du potentiel qui se produit en circuit ouvert en raison du passage du courant (ACI 228.2R-98). En utilisant cette méthode, Bungey et Millard (1996) ont étudié la relation qui existe entre la densité du courant de corrosion et le taux de pénétration de la corrosion; cette relation est présentée au

Tableau 2.4.

Tableau 2.4 Taux de corrosion typique de l'acier dans le béton

Taux de corrosion	Densité du courant de corrosion, i_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Taux de pénétration de la corrosion, p ($\mu\text{m}/\text{an}$)
Élevé	10 à 100	100 à 1000
Moyen	1 à 10	10 à 100
Faible	0,1 à 1	1 à 10
Passif	<0,1	<1

Source : Bungey et Millard (1996)

2.3.5 Méthodes auditives

Le traînage de chaîne est peut-être la méthode la plus simple pour déceler la délamination des barres d'armature supérieures dans les dalles de pont en béton. La méthode s'appuie sur l'effet sonore que produit une chaîne métallique que l'on traîne ou un marteau que l'on frappe sur la surface de la dalle d'un pont en béton. Dans les zones du béton où il n'y a pas de délaminage, le son produit est clair et sec tandis que dans les zones où il y a délaminage, le bruit est sourd et creux, en raison des vides et des discontinuités qui sont présents. En faisant la distinction entre ces sons, l'inspecteur est capable de situer les zones où il y a délaminage sur toute la surface de la dalle.

Bien que cette méthode soit très efficace pour l'évaluation des dalles de ponts en béton nu, on constate qu'elle l'est beaucoup moins pour l'évaluation des dalles de ponts en béton asphaltés (Barnes, 1999). Dans ces structures, la chaussée en asphalte agit comme un isolant qui atténue l'énergie sonore transmise au béton ainsi que sa réflexion vers la surface, ce qui réduit l'amplitude du son et produit des sons réfléchis déformés. Pour cette raison, les méthodes auditives sont habituellement utilisées par les organismes de transport sur les dalles de ponts en béton recouvert d'asphalte qui ont été préparés aux fins de réparation, une fois que la couche d'asphalte a été enlevée.

Même lorsque cette méthode est utilisée sur les dalles de ponts en béton nu, elle a comme inconvénient majeur que les résultats de l'inspection dépendent de la technique et de l'interprétation de l'inspecteur. En particulier, lorsque l'inspecteur est soumis aux bruits de la circulation et s'il a travaillé pendant plusieurs heures, son acuité auditive tend normalement à diminuer (Barnes, 1999). Les méthodes auditives présentent une autre lacune importante : elles ne permettent pas de détecter la corrosivité de l'armature, défaut majeur qu'il faut pouvoir déceler par une évaluation exhaustive dans les structures en béton. En ce qui concerne la

profondeur de détection, on a signalé que ces méthodes permettent de détecter une délamination à une profondeur de 1 à 3 pouces, selon la taille des outils utilisés, la précision étant de dix à vingt pour cent de la surface totale où il y a délamination (Barnes, 1999).

2.3.6 Méthode de la vitesse d'impulsion

La méthode de la vitesse d'impulsion se classe dans les méthodes à ultrasons (ou onde de contrainte), tout comme les méthodes de l'analyse spectrographique des ondes de surface et de l'impact-écho décrits dans les deux prochaines sections. Ces ondes de contrainte sont produites lorsque la surface d'un solide est soudainement soumise à une pression ou à une déformation. La perturbation se propage ensuite à travers le solide, la vitesse de propagation variant en fonction de plusieurs facteurs comme le module d'élasticité, le coefficient de Poisson, la densité et la forme géométrique de l'objet (ACI 228.2R-98). En tenant compte de cette dépendance, on peut déduire les caractéristiques d'un solide en observant la propagation des ondes de contrainte dans l'objet.

En se fondant sur le concept de base mentionné ci-dessus, de nombreuses configurations complexes de la méthode de vitesse d'impulsion ont été étudiées pour des applications particulières. Selon Naik et coll. (2004), cette méthode d'évaluation du béton a fait ses preuves dans les applications suivantes : 1) estimation de la résistance du béton; 2) étude de l'homogénéité du béton; 3) suivi du processus de prise et de durcissement du béton; 4) étude de la durabilité du béton; 5) mesure de la profondeur des fissures superficielles; 6) calcul du module d'élasticité dynamique.

2.3.7 Analyse spectrographique des ondes de surface

L'analyse spectrographique des ondes de surface est également fondée sur le principe de propagation de l'onde de contrainte, mais, comme son nom l'indique, elle utilise également des caractéristiques particulières de l'onde de surface, c'est-à-dire l'onde de Rayleigh ou l'onde R, pour déduire les propriétés élastiques de l'objet solide étudié, qui est normalement un système structural stratifié comme les sols, les systèmes à chaussée d'asphalte ou de béton, et des éléments de structure en béton. Cette méthode a été étudiée en profondeur par des chercheurs de l'Université du Texas à Austin au début des années 1980 à l'aide d'un impacteur ou d'un vibreur produisant une gamme de fréquences (ACI 228.2R-98). Les chercheurs ont ensuite

étudié la relation entre la longueur d'onde et sa vitesse à l'aide d'une technique avancée de traitement des signaux qu'ils ont appelée analyse spectrographique des ondes de surface. Depuis lors, ce nom est devenu populaire pour désigner la méthode telle qu'elle est utilisée.

2.3.8 Méthode d'impact-écho

L'impact-écho (IE) est la dernière méthode d'évaluation non destructive de la classe des méthodes par ultrasons décrite dans le présent document. Lorsqu'une impulsion de contrainte est produite par un impact en un point précis, l'énergie ainsi libérée se propage dans toutes les directions dans l'objet soumis à l'essai et est caractérisée par des fronts d'ondes hémisphériques primaires et secondaires. Lorsque ces fronts d'onde atteignent une interface externe ou interne comme les bords de l'objet, des fissures ou des vides, de l'énergie est réfléchiée; cette énergie est aussi appelée écho. L'arrivée de ces ondes réfléchies au point d'impact à la surface de l'objet soumis à l'essai provoque des déplacements qui sont mesurés par un transducteur de réception et enregistrés par un système d'acquisition de données (Carino, 2004b).

Selon le document ACI 228.2R-98, la méthode IE a fait ses preuves dans les applications visant à : 1) mesurer l'épaisseur et détecter des défauts dans un élément de structure de forme plate comme des dalles de ponts; 2) détecter des défauts dans des poutres, des colonnes et des éléments de structure cylindriques; 3) évaluer la qualité de l'adhérence entre les couches de béton (chape); 4) mesurer la profondeur des fissures.

2.3.9 Méthode de la thermographie infrarouge

La thermographie infrarouge est une méthode de détection fondée sur les principes du rayonnement électromagnétique. Selon le concept de base, les anomalies ou les défauts sous la surface d'un matériau ont une incidence sur les flux thermiques qui traversent ses structures internes (ACI 228.2R-98). Dans le cas du béton, ces anomalies sont notamment le délaminage causé par la corrosion de l'armature, des fissurations en étoile attribuables à un renforcement inadéquat, ou une accumulation de liquide causée par une infiltration d'eau. Par conséquent, les variations des flux thermiques entraînent des différences de température localisées à la surface. Ainsi, en mesurant ou en détectant ces différences, on peut déceler la présence et l'emplacement de toute anomalie sous la surface. La méthode d'essai permettant de détecter la

délamination dans les dalles de ponts au moyen de la thermographie infrarouge a été normalisée par l'American Society for Testing and Material, dans la norme ASTM D4788-03.

Il a été déterminé que plusieurs facteurs peuvent avoir une incidence sur l'observation du spectre pendant l'essai; il faut donc en tenir compte (ACI 228.2R-98). Ces facteurs peuvent être classés en deux groupes : les facteurs physiques et les facteurs environnementaux. Les paramètres physiques comprennent l'émissivité de la surface du béton, la température superficielle, la conductivité thermique du béton, la capacité du béton en matière de chaleur volumique, l'épaisseur de la couche chauffée et l'intensité du rayonnement solaire incident. En ce qui concerne les facteurs environnementaux, on constate que les nuages, le vent et l'humidité à la surface peuvent influencer sur le résultat de l'essai.

2.3.10 Géoradar

Le radar est une méthode de détection d'objets qui a été mise au point avant et pendant la Seconde Guerre mondiale à des fins militaires. Le terme « radar » signifie **radio detection and ranging** et, comme la forme longue de son nom l'indique, cette méthode utilise les ondes électromagnétiques (radio) pour détecter la présence et l'emplacement des objets ciblés. Selon le document ACI 288.2R-98, le radar a été utilisé pour la première fois en ingénierie civile pour sonder le sol afin de détecter les canalisations et les réservoirs enfouis. Plus tard, de nombreuses études ont été réalisées à l'aide de cette méthode, par exemple pour détecter des cavités sous la chaussée des pistes d'atterrissage, déterminer l'épaisseur du béton, localiser les vides ou les barres de renforcement et détecter les détériorations.

Un grand nombre d'études ont été menées sur l'emploi de la technique de géoradar pour l'inspection des ponts en béton armé, en particulier des dalles de ponts. Voici des recherches types, présentées par ordre chronologique : Canto (1982); Clemeña (1983, 1985); Carter et coll. (1986); Chung et coll. (1992, 1993); Maser (1995, 1996); Millard et coll. (1997); SlatonBarker et Wallace (1997); Reel et coll. (1997); Davidson et Chase (1998); Maser et Bernhardt (2000); Huston et coll. (2000); Scott et coll. (2001); Barnes et Trottier (2000, 2002, 2004); Barnes et coll. (2008). Une méthode d'essai standard – la norme ASTM D 6087 – fondée sur les propositions faites dans certaines de ces études et tenant compte des résultats d'autres études, a été adoptée et publiée par l'American Society of Testings and Materials (ASTM). Elle fait appel à un géoradar pour l'évaluation des dalles de pont en béton asphalté. À l'origine, cette norme visait les dalles de ponts en béton recouvert d'asphalte, mais elle est également

recommandée pour les dalles de ponts recouverts de béton de ciment Portland ou les dalles sans revêtement.

Une recherche menée au Canada par un groupe de chercheurs de DalTech de l'Université Dalhousie dans le cadre d'un projet quinquennal, avec la participation du Department of Transportation and Communications de la Nouvelle-Écosse, a révélé que le géoradar est la technique la plus efficace pour l'inspection des dalles de ponts en béton recouvert d'asphalte (Barnes, 1999). Toutefois, des discussions menées avec des ingénieurs et des inspecteurs de pont du MTQ ont révélé que le géoradar est encore peu utilisé. En fait, à l'heure actuelle, le MTQ utilise l'une des méthodes d'analyse de données décrites dans la norme ASTM D6087. Cette méthode est fondée sur l'analyse numérique des amplitudes de signaux. Une autre méthode dont il est question dans les documents de recherche est fondée sur l'analyse d'images. Chacune de ces méthodes est décrite et expliquée plus loin.

2.3.10.1 Méthode de l'analyse numérique

L'analyse numérique peut être définie comme la technique d'analyse des données du géoradar fondée sur les mesures d'amplitude des réflexions aux diverses interfaces. À l'heure actuelle, c'est la technique d'analyse la plus couramment utilisée pour les données de géoradar sur les dalles de ponts. Cette méthode est décrite dans l'ouvrage de Maser et Bernhardt (2000) et dans la norme ASTM D 6087. Le concept sur lequel elle est fondée concerne la théorie de la propagation électromagnétique; la présence d'humidité, de chlorure, de rouille ou de délamination a une incidence sur l'amplitude des réflexions détectées par géoradar aux différentes interfaces. Par conséquent, en étudiant la variation des amplitudes de ces réflexions, on peut déduire ou déceler la présence de dommages causés par la corrosion à certains endroits sur le pont. Plus précisément, dans le cas des ponts en béton nu, par exemple, l'atténuation du signal radar mesurée à partir des réflexions provenant de la surface inférieure de la dalle ou des barres d'armature supérieures permet de déduire la détérioration probable du béton. Les mesures découlant de tous les balayages sont ensuite utilisées pour créer une carte spatiale de périmètre des amplitudes de réflexion à la surface de la dalle du pont. Les endroits où le béton est détérioré correspondent aux aires où l'amplitude des réflexions est jugée comme étant inférieure à une valeur seuil prédéterminée (ASTM D 6087).

Un exemple de profil de géoradar pour une dalle de pont est présenté à la Figure 2.1 : les amplitudes sont mesurées à plusieurs endroits indiqués par des points de couleur qui

correspondent à la surface supérieure de la dalle, aux barres d'armature supérieures et à la surface inférieure de la dalle. Un exemple de carte de périmètre créée à partir de l'analyse numérique est illustré à la Figure 2.2. Comme l'indique la figure, cette carte représente la profondeur de la barre d'armature, déduite de l'analyse numérique.

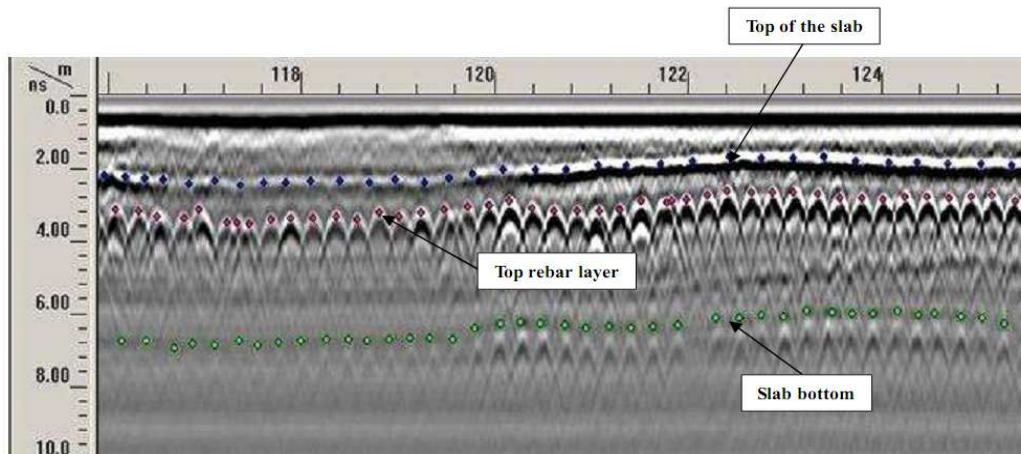


Figure 2.1 Exemple d'un profil de géoradar pour une dalle de pont en béton

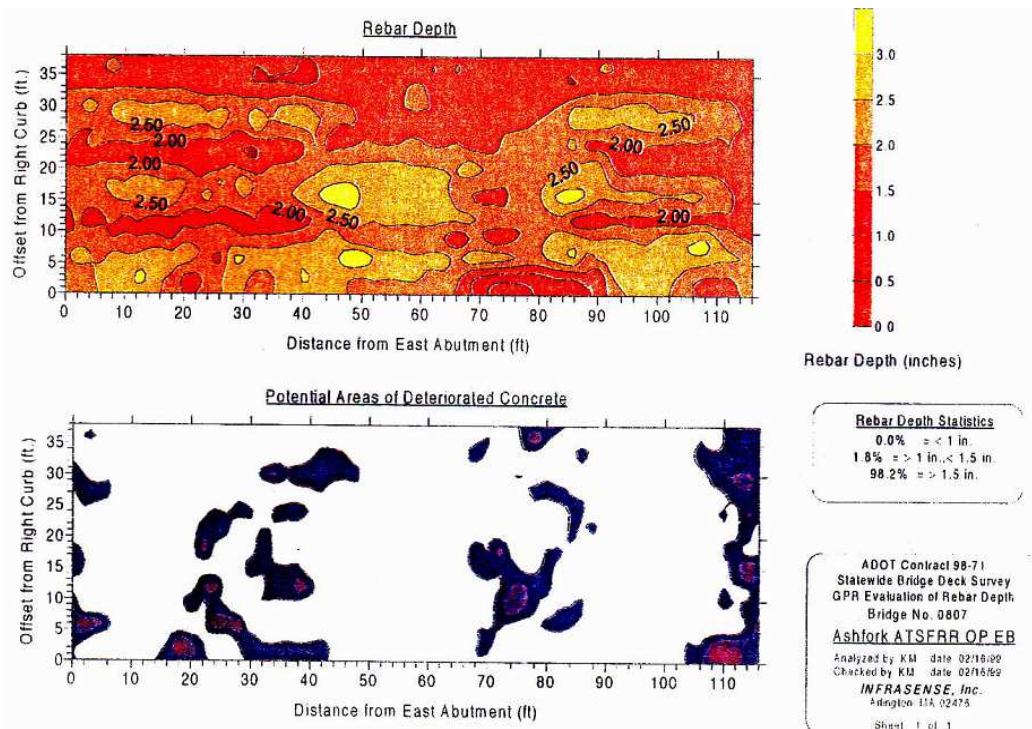


Figure 2.2 Exemple des résultats de la méthode d'analyse numérique

Source : Maser et Berhardt (2000)

Des discussions menées avec des ingénieurs de ponts et des experts en géoradar au Québec ont toutefois révélé que la norme ASTM et l'analyse numérique ne donnent pas toujours les résultats escomptés. Plusieurs raisons et facteurs possibles ont été suggérés pour expliquer cette situation. On constate que plusieurs facteurs peuvent avoir une incidence sur l'amplitude des réflexions, comme la profondeur des barres d'armature, les anomalies en surface et l'espacement entre les barres d'armature. Un autre problème concerne l'utilisation de courbes de périmètre pour délimiter les zones détériorées. Cet usage, adapté de la méthode du potentiel de demi-cellule, ne convient pas aux données radar, puisque dans la plupart des cas, les variations ne sont pas graduelles. Pour toutes ces raisons, il est possible que l'analyse numérique de l'amplitude ne fonctionne pas bien à moins d'utiliser un logiciel expert très complexe permettant de cerner et de filtrer les anomalies d'amplitude causées par les variations de configurations structurales, les propriétés de la surface, et d'autres données.

2.3.10.2 Méthode de l'analyse d'images

L'analyse d'images appartient à une catégorie de méthodes fondées sur l'expérience de l'analyste et sur sa connaissance de la structure, ce qui lui permet d'interpréter visuellement les signaux ou les images radar. L'application de cette méthode est décrite dans les ouvrages suivants : Chung et coll. (1992); Chung et coll. (1993); Barnes et Trottier (2004); Tarussov et coll. (2013). En général, cette méthode peut être appliquée à différentes techniques d'affichage de données, par exemple, les signaux unidimensionnels comme les formes d'onde individuelles, ou les signaux bidimensionnels comme les tracés Chute d'eau et les images radar. L'analyse visuelle associée à chacune des méthodes d'affichage est décrite ci-dessous.

Formes d'onde individuelles

Chung et coll. (1992) ont mis au point cette technique pour évaluer les dalles de ponts asphaltés, et l'ont décrite en détail. Cette méthode comporte plusieurs étapes. Tout d'abord, chaque forme d'onde individuelle est corrigée en raison de l'imperfection des données enregistrées. Cette imperfection résulte de 1) la réflexion interne de l'antenne et 2) de la présence du véhicule d'inspection. Puis, chaque signature radar corrigée est analysée visuellement afin de déceler les dommages à la dalle. À titre d'exemple, on a constaté que la signature radar d'une zone en bon état de la dalle apparaîtrait comme sur la

Figure 2.3, où les points A, C et D sont les pics de tension correspondant respectivement à la surface de l'asphalte, à l'interface entre l'asphalte et le béton et aux réflexions des barres d'armature supérieures. Comme l'illustre la figure, la partie de la forme d'onde située entre C et D est caractérisée par une forme en W. Tout écart par rapport à ce W caractéristique est jugé être un signe de détérioration.

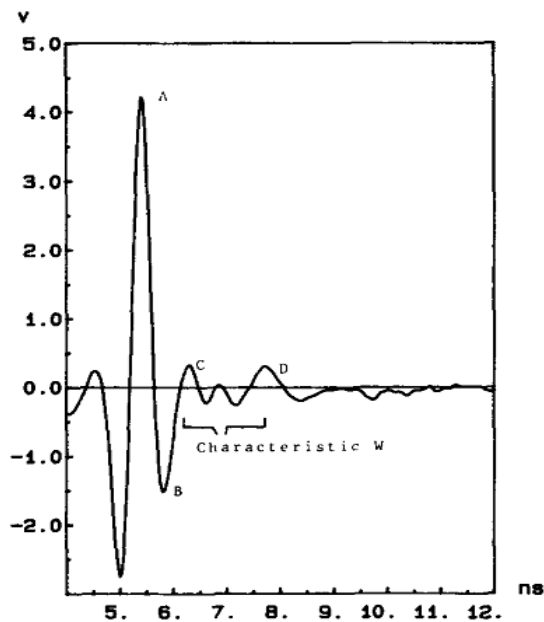


Figure 2.3 **Forme d'onde d'une réflexion d'une dalle de pont en bon état**

Source : Chung et coll. (1992)

En se fondant sur le même concept, Barnes et Trottier (2004) ont mené une étude afin de déterminer si le géoradar était efficace pour prévoir le nombre de dalles de ponts en béton nécessitant des réparations, en comparant les résultats obtenus par géoradar avec les données de réalité de terrain et les résultats de méthodes d'inspection classiques. Ils ont découvert que l'écart entre les résultats obtenus par géoradar et les données de réalité de terrain, recueillies par la méthode du traînage de chaîne, était important pour une grande proportion des dalles étudiées dont l'ampleur des détériorations était inférieure à 10 % ou supérieure à 50 % de la surface totale de la dalle, et qu'il était négligeable pour six dalles sur sept dont l'ampleur des détériorations se situait entre 10 et 50 %.

Tracés Chute d'eau

Les tracés Chute d'eau ont été utilisés par Chung et coll. (1993) lorsqu'il était nécessaire de présenter une grande quantité de données à la fois pour détecter les détériorations des dalles de pont en béton. Les chercheurs ont recueilli les données en conduisant le véhicule d'inspection le long du tablier du pont à une vitesse approximative de 5 km/h. Le pont était soumis à un balayage et les données étaient stockées tous les 100 mm le long de ces lignes de levé. En examinant le tracé Chute d'eau pour chaque ligne de levé, l'état de la dalle peut être catégorisé pour chaque section en fonction de l'uniformité de l'ensemble des signatures. À titre d'exemple, la Figure 2.4 a) illustre le tracé Chute d'eau d'une dalle de pont en béton en bon état tandis que la Figure 2.4 (b) illustre celui d'une dalle endommagée.

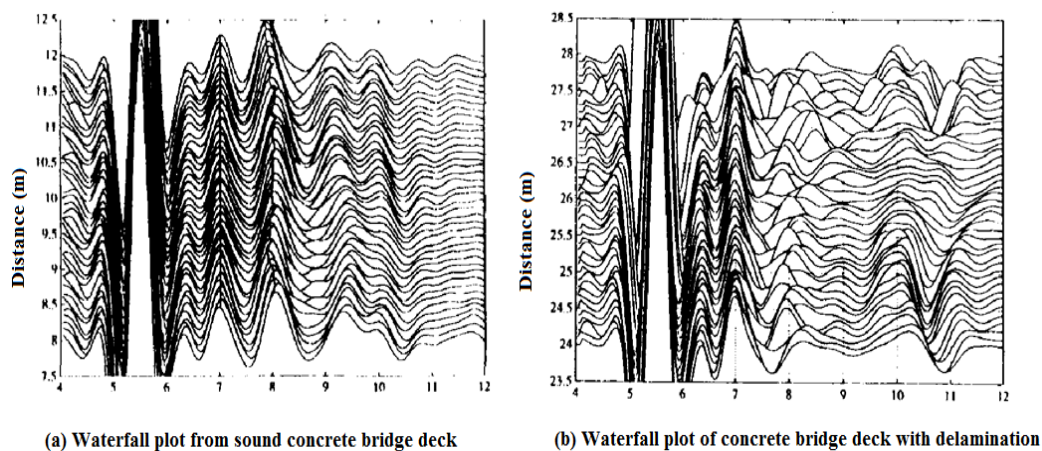


Figure 2.4 Tracés Chute d'eau d'une dalle de pont en béton sain et endommagé

Source : Chung et coll. (1993)

Bien que les tracés Chute d'eau utilisés pour interpréter l'état de la dalle d'un pont soient faciles à comprendre, ils peuvent poser un problème à explorer, en ce qui concerne l'uniformité de l'ensemble des signatures. Plus précisément, il s'agit du manque d'uniformité des tracés Chute d'eau dû aux variations structurales ou à l'état de la surface, comme il a été mentionné précédemment, plutôt qu'à une détérioration du béton.

Images du géoradar

Au lieu d'afficher des tracés Chute d'eau, les géoradars modernes affichent les données recueillies sous forme d'images numériques. Dans le cas des dalles de pont, ces images représentent les sections transversales verticales de la dalle sous les trajectoires d'antenne. Leur utilisation a été proposée par Tarussov et coll. (2013) pour détecter les zones comportant des défauts ou des détériorations. Plus précisément, ils ont mis au point une méthode d'analyse selon laquelle un analyste parcourt les profils de données et relève les anomalies détectées par géoradar, tout en tenant compte de plusieurs facteurs. Ces facteurs sont notamment l'amplitude des réflexions provenant des barres d'armature inférieures de la dalle, des anomalies de surface et des variations de l'épaisseur apparente de la dalle. Les limites des zones endommagées dans chaque profil servent ensuite à produire une vue en plan de ces zones. La

Figure 2.5 illustre une vue en plan type produite avec cette méthode; les régions en rouge indiquent une probabilité de corrosion importante, tandis que les régions en jaune et en vert représentent respectivement une probabilité de corrosion modérée et le béton en bon état.

Ces méthodes éliminent les graves problèmes que pose l'analyse numérique des anomalies et des variations de structure; toutefois, comme les autres méthodes d'analyse visuelle, l'analyse visuelle d'images recueillies par géoradar comporte, elle aussi, deux lacunes importantes. Premièrement, comme elle est fondée sur la perception humaine; elle est subjective et varie en fonction de l'interprétation de chaque personne. Par conséquent, les cartes de détériorations produites par différents experts peuvent différer considérablement. Deuxièmement, les délais d'analyse ou le temps nécessaire pour l'analyse des données peuvent également poser un problème. Cette méthode ne peut pas être automatisée ou exécutée par ordinateur.

2.3.11 Sélection d'une technique NDE

Il existe de nombreuses techniques non destructives qui peuvent servir à l'inspection des ponts en béton armé. Chacune d'elles présente des avantages et des inconvénients comme l'indique le Tableau 2.5. En théorie, certaines ou la totalité de ces techniques peuvent être utilisées pour un même pont afin de compenser les lacunes des autres. Cependant, cette solution nécessite plus de temps et de ressources financières que le choix d'une seule méthode pour inspecter le pont et interpréter les résultats. Évidemment, l'état du pont dans ce cas serait mieux évalué.

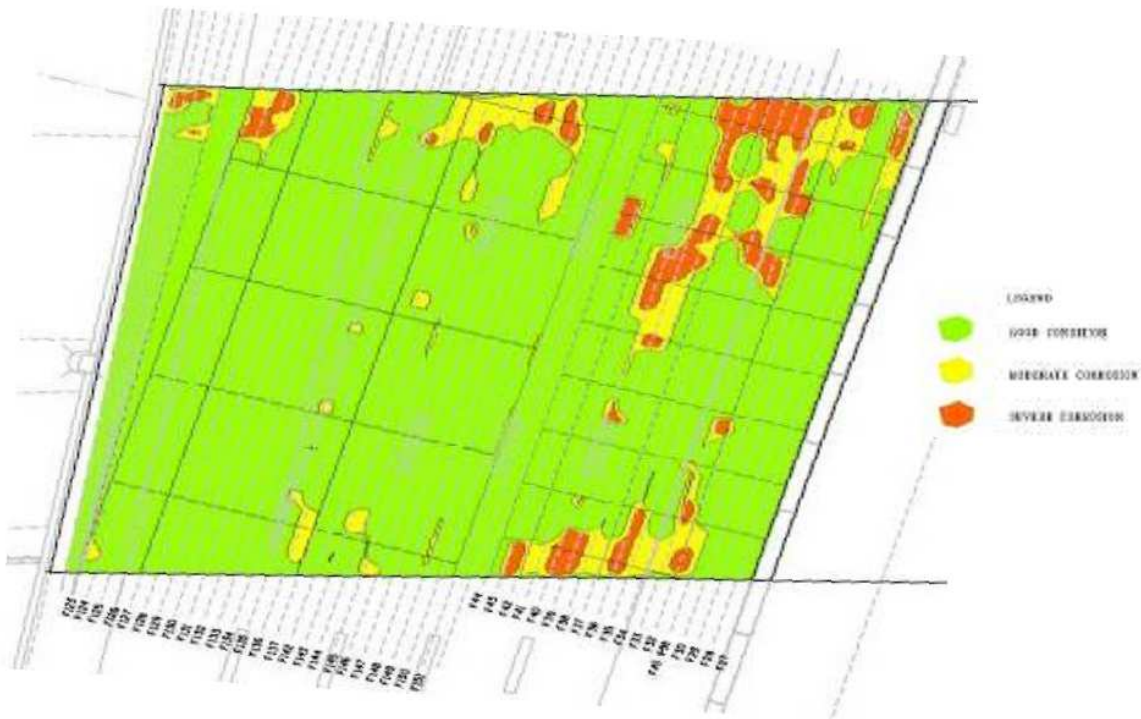


Figure 2.5 La cartographie de la détérioration générée à partir de l'analyse visuelle des images de GPR

Source : Radex Detection Inc.

Dans le cadre d'une étude commanditée par la Federal Highway Administration (FHWA) en collaboration avec l'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Gucunski et coll. 2013) ont procédé à une évaluation indépendante des techniques de NDE les plus courantes afin d'en évaluer les capacités et les limites en ce qui concerne la détection et la caractérisation des mécanismes de détérioration typiques des dalles de ponts en béton. En se fondant sur plusieurs critères de comportement et sur des essais sur le terrain et en laboratoire, ils ont conclu que, parmi les techniques de NDE mises à l'essai, le géoradar se classait au premier rang en ce qui a trait à l'évaluation de l'état des dalles de ponts en béton.

Ils étaient conscients que le choix d'une ou de plusieurs techniques de NDE devait reposer sur une analyse coûts-avantages complète. Toutefois, en raison des contraintes de temps, ils ont décidé de ne choisir qu'une seule technique de NDE pour cette étude et de ne prendre en compte que les avantages techniques pour faire ce choix. Ces avantages techniques, ou critères de sélection, comprennent ce qui suit : 1) pouvoir détecter des défauts causés par l'oxydation, comme la corrosion; 2) ne pas avoir à fermer le pont pour inspecter le pont; 3) pouvoir reproduire les résultats de l'inspection; 4) pouvoir utiliser la technique pour divers éléments du pont; 5) obtenir de bons résultats sur les ponts asphaltés, ce qui est monnaie courante au Québec et au Canada; 6) donner des résultats objectifs qui nécessitent une interprétation subjective minimale de la part des inspecteurs; 7) être une technique autonome ne nécessitant pas d'autres essais. Une telle comparaison a été faite comme l'indique le Tableau 2.6. Les résultats étaient conformes à ceux de Barnes (1999) et de Gucunski et coll. (2013) : le géoradar a été choisi comme la technique qui convenait le mieux.

Tableau 2.5 Avantages et limitations de différentes techniques NDE

Méthode	Avantages	Limites
Potentiel de demi-cellule	• Équipement léger et portable. • Donne une indication de la probabilité que de la corrosion soit présente, au moment de la mesure.	• Nécessite un accès aux barres d'armature intégrées; elle peut donc être considérée comme une technique à moitié non destructive. • Les barres d'armature doivent être reliées électriquement. • Ne convient pas aux barres enduites d'époxy. • Le béton doit être humide. • Aucune indication du taux de corrosion. • Les essais et l'interprétation doivent être effectués par du personnel expérimenté. • Nécessite beaucoup de temps.
Résistivité du béton	• Équipement léger et portable. • Permet de déterminer la probabilité du taux de corrosion des barres d'armature soumises à un courant électrique.	• Méthode d'évaluation du béton non autonome. Elle doit être utilisée conjointement avec la méthode de potentiel de demi-cellule.
Méthode de la polarisation	• Équipement léger et portable. • Donne une indication du taux de corrosion existant, au moment de la mesure.	• Nécessite un accès aux barres d'armature intégrées; elle peut donc être considérée comme une technique à moitié non destructive. • Les barres d'armature doivent être reliées électriquement. • Ne convient pas aux barres enduites d'époxy. • Il n'existe pas de norme pour l'interprétation des résultats des essais. • L'épaisseur de la couverture doit être inférieure à 100 mm. • La surface du béton doit être lisse, non fissurée, et exempte de revêtement imperméable et d'humidité visible. • Les essais et l'interprétation doivent être effectués par du personnel expérimenté. • Nécessite beaucoup de temps. • Il est difficile de prédire la durée de vie de la structure en fonction d'une seule mesure, puisque cette technique ne fournit que le taux de corrosion existant au moment de la mesure.

Méthode	Avantages	Limites
Méthode du traînage de chaîne	• Équipement léger, simple et portable. • Méthode efficace pour détecter les zones où il y a délamination sur les dalles de pont exposées en béton armé.	• Non efficace sur les dalles de pont en béton asphalté. • Les résultats dépendent de la technique et de l'interprétation de l'inspecteur. • Ne peut détecter la corrosivité des barres d'armature. • Détection à une profondeur limitée (1 à 3 pouces).
Méthode de la vitesse d'impulsion	• Équipement léger et portable. • Relativement facile à utiliser. • Excellente méthode pour déterminer l'uniformité des structures en béton.	• Nécessite habituellement un accès aux deux côtés de la structure. • Ne peut détecter la corrosivité des barres d'armature. • Utilité limitée dans la détection du délaminage (selon les documents de recherche).
Analyse spectrographique des ondes de surface	• Peut déterminer les propriétés élastiques des systèmes stratifiés. • Peut servir à vérifier la qualité des différentes couches dans un système structurel stratifié.	• Nécessite du personnel expérimenté. • Ne peut détecter la corrosivité des barres d'armature. • Les renseignements sur la délamination sont difficiles à obtenir. • Nécessite des techniques de traitement du signal complexes.
Méthode de l'impact-écho	• Peut détecter divers défauts comme les vides, les fissures et la délamination. • Ne nécessite l'accès qu'à un seul côté des structures.	• Nécessite du personnel expérimenté. • Ne peut détecter la corrosivité des barres d'armature. • L'inspection de grandes surfaces nécessite du temps.
Méthode de la thermographie infrarouge	• Peut détecter la délamination à proximité de la surface dans les structures en béton. • Permet d'inspecter de grandes surfaces en peu de temps et est donc rentable.	• Nécessite des conditions climatiques favorables. • Équipement coûteux. • Ne peut détecter la corrosivité des barres d'armature. • Ne peut mesurer la profondeur et l'épaisseur des défauts détectés. • Impossible ou difficile de détecter les défauts en profondeur dans la structure. • Nécessite du personnel ayant reçu une formation.
Géoradar	• Peut effectuer un balayage rapide au moyen d'une antenne sans contact. • Très sensible aux objets métalliques, à l'humidité et à la conductivité électrique. • Fonctionne facilement à travers l'air et la couche d'asphalte. • Les résultats d'inspection sont reproductibles. • Équipement commercial et logiciels d'application bien au point.	• Ne permet pas de détecter directement les petites fissures, les fissures en contact ou la délamination. • Nécessite du personnel qualifié pour effectuer l'inspection et interpréter les résultats.

Tableau 2.6 Comparaison des techniques d'évaluation non destructive par rapport aux critères de sélection

Techniques de NDE	Critère de sélection							
	1a)	1b)	2)	3)	4)	5)	6)	7)
Potentiel de demi-cellule	x			x	x		x	x
Résistivité du béton	x			x	x		x	
Polarisation	x			x	x		x	
Traînage de chaîne		x			x			x
Vitesse d'impulsion				x	x		x	x
Analyse spectrographique des ondes de surface				x	x	x	x	x
Impact-écho		x		x	x	x	x	x
Thermographie infrarouge		x	x				x	x
Géoradar	x		x	x	x	x	x	x

2.4 Évaluation de l'état de ponts

L'inspection d'un pont permet d'en déceler différents types de défauts dans les matériels, et parfois, au niveau structural. La découverte de ces défauts n'est cependant que la première étape que suivent les organismes de transport pour prendre des décisions de gestion. Les résultats d'une inspection ne peuvent pas être utilisés directement afin de déterminer l'ordre de priorité des projets d'entretien des ponts dont ces organismes ont la responsabilité. En raison des ressources financières limitées et de leur responsabilité envers le public, ces organismes doivent justifier leurs décisions par des arguments solides. La solution pour y arriver est l'évaluation de l'état des ponts. Selon l'AASHTO (1994), l'évaluation de l'état des ponts est définie comme étant le résultat de l'examen de l'état physique des composants du pont et de l'évaluation des conséquences de cet état sur sa capacité fonctionnelle.

À l'heure actuelle, il existe divers modèles d'évaluation de l'état des ponts et il est difficile de tous les connaître. Par conséquent, seules les pratiques des États-Unis et du Canada en matière d'évaluation de l'état des ponts sont traitées dans le présent document. Aux États-Unis, les deux systèmes d'évaluation de l'état des ponts les plus couramment utilisés sont le NBI

(National Bridge Inventory) et Pontis. Le troisième, qui est fondé sur la base de données Pontis et qui est moins fréquemment utilisé, est le Bridge Health Index (ou indice de l'état général d'un pont). Au Canada, selon Abu Dabous (2008), peu de provinces ont des systèmes d'inspection et une méthodologie d'évaluation de l'état bien établis. Chacun de ces systèmes est présenté ci-dessous.

2.4.1 Évaluation de l'état des ponts aux États-Unis

2.4.1.1 Système NBI d'évaluation de l'état des ponts

Le NBI est le système d'évaluation de l'état des ponts le plus ancien aux États-Unis. Ce système a été élaboré par la Federal Highway Administration (FHWA) et son utilisation est obligatoire pour tous les organismes de transport aux États-Unis. Les résultats de l'évaluation de l'état du système NBI décrivent l'état général des principaux composants de la structure d'un pont. Les résultats de l'évaluation sont ensuite utilisés pour calculer la cote de suffisance du pont, qui permet de déterminer l'admissibilité au financement et la priorité en ce qui a trait au remplacement et à la réhabilitation du pont (MnDOT, 2009).

Habituellement, le NBI évalue un pont en examinant ses trois composantes principales : la dalle, la superstructure et la substructure. À chacune de ces composantes est attribuée une cote allant de 0 à 9, où 9 représente un excellent état (nouvellement construit) et 0 représente un état défaillant qui nécessite un remplacement. Des directives détaillées concernant l'évaluation de l'état général de ces trois composantes principales, conformément à la FHWA (1995), sont fournies au

Tableau 2.7. La cote NBI est essentiellement une valeur numérique représentant la capacité relative d'un pont à remplir ses fonctions. Cette valeur est exprimée en pourcentage allant de 0 à 100 %, où 100 % représente un pont pleinement satisfaisant et 0 % représente un pont totalement insatisfaisant ou défaillant (FHWA, 1995). La cote de suffisance est la somme de quatre valeurs calculées : résistance et la sécurité de la structure (55 %), la facilité d'entretien et l'obsolescence fonctionnelle (30 %), le caractère essentiel de l'usage public (15 %) et les réductions spéciales (-13 %). La formule permettant de calculer la cote de suffisance et une liste complète des facteurs ayant une incidence sur ce calcul sont présentées à la

Figure 2.6.

La FHWA classe les ponts déficients en deux catégories : déficients sur le plan de la structure (SD) et obsolètes sur le plan fonctionnel (FO). Un pont déficient sur le plan structural est défini comme un pont dont l'état ou la conception nuit à sa capacité de supporter adéquatement les charges prévues dues à la circulation; un pont obsolète sur le plan fonctionnel est un pont dont la géométrie du tablier, la capacité portante, les dégagements ou l'alignement des voies d'accès réduisent sa capacité de répondre adéquatement aux besoins en matière de circulation, conformément aux normes de conception acceptées. Si un pont satisfait à la fois aux critères de SD et de FO, il est classé seulement SD. En pareil cas, la déficience de structure l'emporte sur l'obsolescence fonctionnelle, de sorte que le pont est classé dans la catégorie SD. En général, plus la cote de suffisance est basse, plus la priorité en matière de réhabilitation ou de remplacement du pont est élevée. En règle générale, pour être admissible au remplacement, un pont doit avoir une cote de suffisance inférieure à 50 pour cent et être classé SD ou FO. Pour être admissible à la réhabilitation, un pont doit avoir une cote de suffisance de 80 pour cent ou moins et être classé SD ou FO. En outre, son âge doit être de plus de dix ans.

Tableau 2.7 Cote d'évaluation d'état pour trois composantes principales de pont

Cote	Description
N	Sans objet
9	Excellent état
8	Très bon état (aucun problème signalé)
8	Bon état (quelques problèmes mineurs)
6	État satisfaisant (les éléments de structure présentent une détérioration mineure)
5	État passable (tous les principaux éléments de structure sont solides, mais peuvent présenter une perte de section mineure, des fissures, des éclatements ou des affouillements)
4	Mauvais état (perte de section, détérioration, éclatements ou affouillements avancés)
3	État grave (les principaux composants de la structure sont très abîmés par une perte de section, une détérioration, des éclatements ou des affouillements. Des déficiences localisées sont possibles. Il peut y avoir des fissures de fatigue dans l'acier ou des fissures de cisaillement dans le béton).
4	État critique (détérioration avancée des principaux éléments de structure. Il peut y avoir des fissures de fatigue dans l'acier ou des fissures de cisaillement dans le béton, ou des affouillements, qui privent du support de la substructure. À moins que ces dommages ne soient suivis de près, il peut être nécessaire de fermer le pont jusqu'à ce que des mesures correctives soient prises.)
1	État de déficience imminente (détérioration majeure ou perte de section présente dans les composants de structure essentiels ou mouvements verticaux ou horizontaux visibles nuisant à la stabilité de la structure. Le pont est fermé à la circulation, mais si des mesures correctives sont prises, il pourrait être rouvert à une circulation réduite.)
0	État de déficience (hors d'usage, aucune mesure corrective possible)

Source : FHWA (1995)

Si l'on considère tous les facteurs dont il faut tenir compte pour calculer la cote de suffisance, on pourrait croire qu'il s'agit de la mesure de comportement d'un pont la plus complexe et la plus exhaustive. Par exemple, elle tient compte non seulement des facteurs structurels, mais aussi de la facilité d'entretien, du comportement fonctionnel et de bien d'autres facteurs. Bien que cette perception ne soit pas erronée, le principal problème associé au modèle d'évaluation de la suffisance est qu'il est fondé sur le système NBI d'évaluation de l'état.

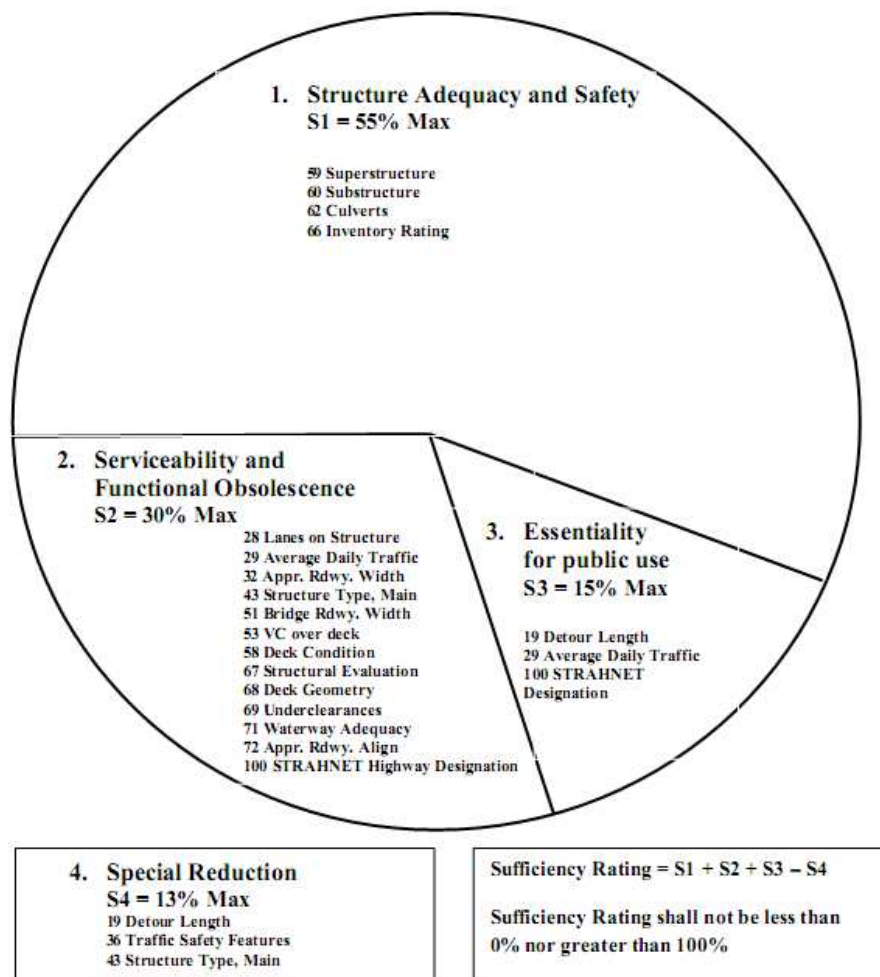


Figure 2.6 Formule de la cote de suffisance

Source : FHWA (1995)

Selon Golabi et Shepard (1997), les cotes d'évaluation de l'état selon le système NBI ne sont bonnes qu'aux fins de présentation générale. Elles ne peuvent pas servir directement à établir un modèle décisionnel fondé sur le comportement et des considérations économiques. Plus précisément, voici plusieurs des problèmes associés au système qui ont été relevés.

1. Le NBI évalue chaque pont en fonction de ses principaux composants, c'est-à-dire la dalle, la superstructure et la substructure. Cependant, chacun de ces composants est lui-même constitué de nombreux éléments et matériels qui se dégradent de manière différente au fil du temps, en fonction de nombreux facteurs comme leurs fonctions et le milieu dans lequel ils se trouvent. Par conséquent, en attribuant un seul chiffre à un composant pour représenter son état, on réduit la valeur des données recueillies.
2. La cote d'un composant ne permet pas de déterminer les mesures à prendre. Cela est dû au fait que si deux composants ont la même cote, leurs états respectifs et les mesures que chacun nécessite peuvent être complètement différents. Ce niveau de détail n'est donc pas suffisant pour qu'on puisse élaborer des stratégies en matière de réparation et en estimer les coûts.
3. Les cotes d'évaluation de l'état selon le système NBI dépendent de l'interprétation subjective des inspecteurs de ponts. En effet, les cotes sont fondées sur un ensemble de dommages différents et lorsque l'inspecteur détermine une cote, il doit décider quel dommage ou défaut est le plus représentatif de l'état général du pont. Évidemment, c'est difficile, surtout lorsqu'il y a plusieurs types de défauts et qu'ils sont répartis de manière uniforme.

Un autre problème lié à la cote de suffisance tient au fait que ces mesures sont utilisées au palier fédéral pour l'attribution des fonds. Or la cote met l'accent sur les caractéristiques géométriques et la fonctionnalité du pont, ce qui la rend inadéquate pour servir à la prise de décisions sur l'entretien (Thompson et Shepard, 2000).

2.4.1.2 Système Pontis d'évaluation de l'état des ponts

En raison des limites du système NBI d'évaluation de l'état des ponts présenté ci-dessus, la FHWA et le Department of Transportation de la Californie ont décidé, au moment de mettre au point le premier système de gestion des ponts aux États-Unis, que le système NBI devrait être

abandonné (Golabi et Shepard, 1997). Dans ce premier système de gestion des ponts (Pontis), on a décrit plus en détail les éléments de pont, et leur description a été normalisée. Plus précisément, au lieu de diviser un pont en un certain nombre de composants principaux, on a élaboré un menu ne dépassant pas 160 éléments. Dans ce menu, un pont type peut comprendre, en moyenne, une dizaine d'éléments.

Après plusieurs années d'expérience, un groupe de travail a été mis sur pied en 1993 pour réviser la norme. La révision, appelée Commonly Recognized (CoRe) Structural Elements, a été publiée en 1994 et compte un ensemble d'éléments normalisés plus petit (108) (Thompson et Shepard, 2000). Elle était liée moins étroitement à Pontis et devait procurer un meilleur moyen d'enregistrer, de partager et d'utiliser les données d'inspection des ponts. Pour chaque élément CoRe, la norme précisait l'unité de mesure, les états normalisés et une liste de mesures réalisables correspondantes. La dernière révision de la norme qui remplace la version de 1994 a été publiée en 2010. La

Figure 2.7 donne un exemple d'états, pour un élément donné, décrits dans la publication de 2010.

Description This element defines all reinforced concrete bridge deck/slab regardless of the wearing surface or protection systems used.	Element # 12/38 Reinforced Concrete Deck/Slab Square Feet (Square Meters) National Bridge Elements			
Quantity Calculation The quantity for this element should include the area of the deck/slab from edge to edge including any median areas and accounting for any flares or ramps present.				
Condition State Definitions				
Defect	Condition State 1	Condition State 2	Condition State 3	Condition State 4
Cracking	None to hairline	Narrow size and/or density	Medium size and/or density	The condition is beyond the limits established in condition state three (3) and/or warrants a structural review to determine the strength or serviceability of the element or bridge.
Spalls / Delaminations/ Patched Areas	None	Moderate spall or patch areas that are sound	Severe spall or patched area showing distress	
Efflorescence	None	Moderate without rust	Severe with rust staining	
Load Capacity	No reduction	No reduction	No reduction	
Feasible Actions				
	Condition State 1	Condition State 2	Condition State 3	Condition State 4
	Do Nothing Protect	Do Nothing Protect Repair	Do Nothing Protect Repair Rehab	Do Nothing Protect Replace

Figure 2.7 Exemple d'états de condition et les actions réalisables

Source : AASHTO (2010)

Les états de Pontis fournissent des données d'entrée dans le système de gestion des ponts Pontis. Ces données peuvent ensuite servir à déterminer l'entretien actuellement nécessaire et les options rentables en ce qui a trait aux programmes d'entretien et d'amélioration des ponts à long terme. Cependant, soulignons que Pontis priorise les projets uniquement en fonction d'analyses coûts-avantages sans tenir compte d'autres mesures du comportement. Certains considèrent que c'est un inconvénient majeur du système Pontis.

2.4.1.3 Indice d'état général de pont

Le choix des projets fondé sur l'analyse coûts-avantages est accepté par la collectivité des gestionnaires de ponts, mais il est difficile pour eux de justifier cette méthode auprès des décideurs et du public, du fait que la sécurité des ponts est l'une des principales préoccupations de ces derniers. Bref, il résulte un manque de communication entre les gestionnaires de ponts, les élus et le public si le système Pontis est utilisé. Pour combler ce manque, le Department of Transportation de la Californie a élaboré un nouveau concept, appelé Bridge Health Index (indice d'état général de pont).

L'indice d'état général de pont est essentiellement un système de classement pour l'entretien des ponts. Il est exprimé en pourcentages allant de 0 à 100 %, où 100 % représente le meilleur état, et 0 % représente le pire. Cet indice est fondé sur le principe que l'état général d'un pont ou d'un élément à un moment précis est représenté par un point le long d'une ligne de temps; l'indice de l'état du pont indique simplement où se situe le pont ou l'élément le long de cette ligne (Thompson et Shepard 2000). Les auteurs de cet indice ont déclaré qu'il peut être calculé pour un élément, pour un pont ou pour un groupe de ponts. Sa valeur, comme le montre l'équation 1, varie en fonction de la quantité totale d'éléments, de la quantité d'éléments dans chaque état, du coût de la déficience de chaque élément et des facteurs de pondération des états. L'agrégation de l'indice, à l'échelle du pont ou du réseau, est alors basée sur les facteurs de pondération des éléments qui sont déterminés en fonction des conséquences économiques relatives de la déficience de chaque élément. L'idée est que les éléments dont la déficience a relativement peu d'impact économique devraient avoir moins de poids que les éléments dont la déficience pourrait menacer la sécurité publique ou entraîner la fermeture du pont.

$$Health\ Index\ (HI) = \frac{\sum CEV}{\sum TEV} \times 100 \quad (1)$$

Où :

Valeur totale des éléments (TEV) = Quantité totale $\times$ Coût de déficience (FC)

Valeur actuelle de l'élément (CEV) = ($\sum$ [Quantité dans l'état $i \times WF_i$]) $\times FC$

Facteur de pondération de l'état i (WF_i) = $1 - [(i - 1) \div (\text{nombre d'états} - 1)]$

Selon Roberts et Shepard (2000), l'indice d'état général de pont est utilisé en Californie à plusieurs fins, dont les suivantes : 1) comme mesure du comportement; 2) pour l'attribution des ressources; 3) comme indicateur de niveau de service; 4) pour montrer l'état du réseau d'après le budget; 5) pour mesurer l'amélioration après la mise en œuvre de mesures de conservation. Bien que l'indice d'état général de pont soit considéré par la collectivité des gestionnaires de ponts comme une excellente mesure du comportement, cette étude a révélé qu'il comporte certaines limites.

Tout d'abord, le mode de calcul des facteurs de pondération (WF) de l'état est très simple. Cette simplicité est toutefois gâchée par son imprécision. Par exemple, si l'on avait relevé trois états pour un élément donné et que l'on avait attribué l'état 2 à l'élément entier, l'indice d'état de cet élément serait de 50 %, ce qui signifierait que l'élément serait rendu exactement à la moitié de sa durée de vie. Évidemment, ce n'est pas le cas et cela va à l'encontre de l'idée de base derrière l'indice d'état établi précédemment. Pour étayer cet argument, il faut savoir que normalement, un élément demeure dans chaque état non pas pendant un court moment, mais pendant une période assez longue, sauf s'il est en état de déficience. Par conséquent, il ne convient pas de conclure que l'indice d'état fondé sur les états relevés durant l'inspection doit être représenté par un point arbitrairement prédéterminé sur une ligne de temps. Cette situation est analogue à celle dans laquelle se trouve une personne qui doit deviner la température ambiante exacte en se servant de ses sens. Par exemple, si une personne sent qu'il fait chaud, il lui est difficile de dire exactement quelle température il fait : qu'il fasse 31°C, 32°C ou 35°C, la personne pourrait ressentir la même chose. En pareil cas, il faudrait recourir à la théorie des ensembles flous, qui sera présentée plus loin.

Deuxièmement, il est logique d'agréger les indices d'état des éléments fondés sur les conséquences économiques d'une déficience des éléments; toutefois, les valeurs de ces mesures sont difficiles à obtenir. Pour surmonter cette difficulté, le système Pontis offre deux options pour le calcul des facteurs de pondération : utiliser soit la méthode fondée sur les coûts de déficience (FC), soit celle fondée sur le coût de réparation (RC) (Jiang et Rens 2010). Contrairement à la méthode fondée sur les coûts de déficience qui prend en considération les coûts de déficience de l'élément assumés par l'agence et par l'utilisateur, la méthode fondée sur le coût de réparation ne tient compte que du coût des travaux de réparation les plus coûteux. Encore une fois, ce genre de simplification pose un problème. Il faut en pareil cas une méthode plus appropriée pour le calcul des facteurs de pondération des éléments. En plus des limites de chacun des systèmes d'évaluation traités ci-dessus, une lacune commune à tous ces systèmes a été observée. En effet, ils sont tous fondés sur l'inspection visuelle, qui a des limites inhérentes. Ainsi se termine la présentation sur l'évaluation de l'état des ponts.

2.4.2 Évaluation de l'état des ponts au Canada

2.4.2.1 Québec

Le ministère des Transports du Québec (MTQ) est responsable de l'inspection, de la conservation et de l'entretien d'un vaste réseau comportant quelque 11 000 structures, dont près de 8 000 ponts. Ce nombre relativement important de structures et la grande diversité impressionnante des matériels de ponts et de systèmes structuraux ont compliqué le travail du Ministère. En outre, les structures existantes sont soumises à des conditions climatiques difficiles toute l'année. Ainsi, les ponts du territoire ont un besoin continu d'entretien, ce qui fait augmenter le fardeau des dépenses que doit assumer le Ministère pour assurer la conservation constante et efficace de l'ensemble de ses ponts (Vaysburd et Bissonnette, 2007).

En tenant compte du défi croissant que pose la conservation des ponts, le MTQ a publié plusieurs documents au cours des dernières années en vue de fournir une orientation structurée au personnel responsable des ponts de son réseau. Le premier document d'inspection exhaustif qui a été publié en 1987 est intitulé « Inspection des ouvrages d'art ». Cela a donné lieu à la publication, en 1993, de la première édition du Manuel d'inspection des structures (MIS). Plusieurs améliorations apportées au MIS à compter de 1993 figurent dans une version mise à jour en 2004. Le MIS a subi une importante refonte en 2008 afin de le rendre conforme à la dernière version du système de gestion des ponts, qui s'appuie sur

l'expérience passée du MTQ et contient des directives grandement améliorées concernant une procédure complète d'inspection des ponts (MTQ, 2012).

(i) Manuel d'inspection des structures (MIS, 1993)

Selon le MIS, le système d'évaluation de l'état des ponts est mis en œuvre en vue de constater l'état général des éléments de structure qui composent le pont. L'état du pont est évalué à la fois sur le plan de l'état des matériaux et sur l'incidence de cet état sur le comportement structural. Le système d'évaluation vise à uniformiser l'estimation de la sévérité (gravité) des défauts observés sur les différents éléments des ponts et à faciliter le traitement et l'utilisation cohérente des données d'inspection afin d'évaluer l'état général des ponts.

Au Québec, le système d'évaluation des dommages est fondé sur deux indicateurs principaux :

- la cote d'évaluation de matériau¹ (« CEM ») : représente l'importance ou la gravité des défauts matériels pour l'état d'un élément de pont.
- la cote d'évaluation du comportement¹ (« CEC ») : représente l'incidence des défauts détectés sur la stabilité, la capacité portante et la durée de vie de l'élément en tant que partie intégrante de la structure. Elle tient également compte des conséquences sur le confort et la sécurité publique.

Ces deux indicateurs permettent de déterminer les défauts et de mieux comprendre l'importance de leurs effets sur la structure. Ils permettent également de classer différents ponts en fonction de leurs CEM ou de leur CEC afin d'établir l'ordre de priorité des travaux d'entretien, de réparation et de réhabilitation.

Les valeurs attribuées aux deux indicateurs vont de « 1 » à « 6 », où :

- « 1 » signifie que les défauts de matériaux de l'élément sont critiques, ou que l'élément présente des défauts qui nuisent grandement à son comportement structural.

¹ Un indice est plus général, car il tient compte d'un ensemble de cotes et d'autres paramètres;

- « 6 » signifie que l'élément est à l'état neuf ou en excellent état, ou que l'élément comporte des défauts mineurs sans incidence sur son comportement structurel.
- Les autres valeurs correspondent à ce qui suit : « 2 » – état déficient, « 3 » – état médiocre, « 4 » – état acceptable, « 5 » – bon état.
- Une cote supplémentaire de « 9 » est attribuée aux éléments inaccessibles et de « 0 » aux éléments inexistantes.

Les cotes d'évaluation sont déterminées en comparant les défauts observés sur l'élément avec des critères d'évaluation préétablis. Les défauts ont des conséquences différentes sur le comportement de l'élément et, bien sûr, de la structure dans son ensemble, selon la fonction de cet élément dans le système de chargement de la structure dans son ensemble.

Les éléments qui constituent le pont appartiennent aux différentes catégories suivantes :

- Éléments principaux (P) : Les principaux éléments portants.
- Éléments secondaires (S) : Les éléments qui servent de compléments aux éléments principaux.
- Éléments accessoires (A)

L'évaluation de l'état du matériau d'un élément de pont consiste à attribuer une valeur représentative de cet état en fonction de l'importance ou de la gravité des défauts détectés et des critères d'évaluation généraux ou spécifiques des matériaux.

(a) Critères d'évaluation généraux

Les critères généraux pour l'évaluation de l'état d'un matériau d'un élément sont établis dans un diagramme standard fourni dans le manuel d'inspection et illustré à la Figure 2.8. Le diagramme est une représentation des critères d'évaluation établis pour les différents groupes d'éléments (principaux, secondaires et accessoires), et de la gravité et de l'ampleur que les défauts des matériaux doivent atteindre pour chaque cote d'évaluation.

Par conséquent, d'après ce diagramme, on obtient une « cote d'évaluation de matériau » (CEM) dont la valeur se situe entre 1 et 6, en déterminant :

- le groupe auquel appartient l'élément évalué (principal « P », secondaire « S » ou accessoire « A »);
- l'indice de sévérité du défaut de matériau observé;
- le pourcentage de diminution de la section transversale, de la surface ou de la longueur de l'élément attribuable aux dommages.

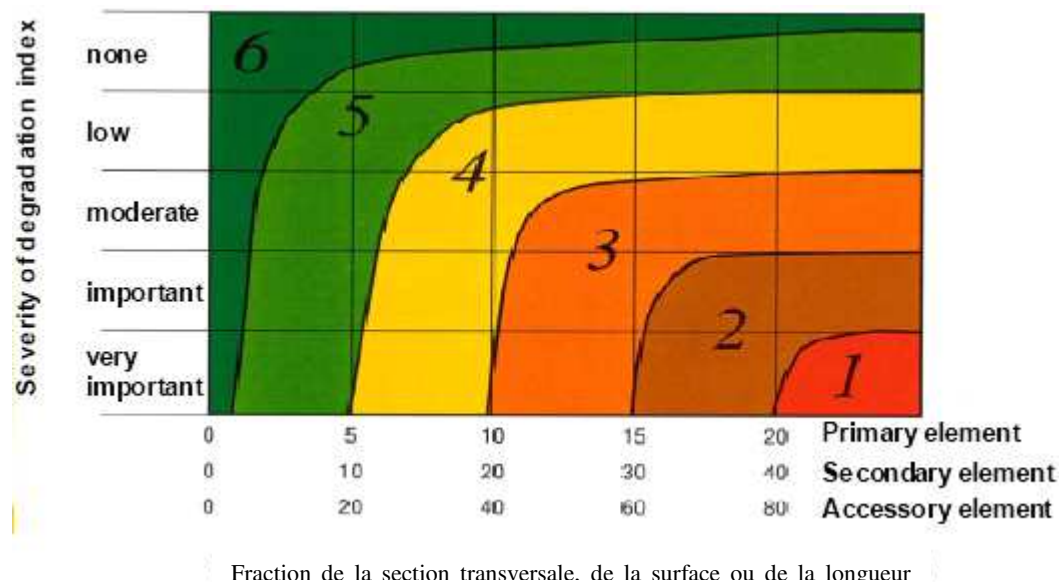


Figure 2.8 Détermination de la cote d'évaluation de matériau

Source : Vaysburd et Bissonnette (2007)

(b) Critères d'évaluation spécifiques

Les critères d'évaluation spécifiques de l'état des matériaux des éléments de pont sont établis pour chaque élément de la structure et sont définis comme suit :

- un défaut de matériau sans cote de sévérité déterminée, par exemple : des fissures dans le béton d'un élément ou des dépôts sous une dalle; des fissures ou une déformation permanente dans les éléments en acier; une détérioration physique des éléments en bois;

- un défaut qui ne peut pas être défini comme un vrai défaut de matériau, par exemple : des affouillements ou le tassement des matériaux de la fondation; une détérioration des dalles en bois; une détérioration du système de drainage.

(c) Évaluation du comportement d'un élément

L'évaluation du comportement d'un élément de pont consiste à déterminer une cote représentative de sa capacité à remplir sa fonction structurale dans le pont. Elle dépend de la gravité des défauts détectés d'après les critères généraux et spécifiques d'évaluation du comportement. Les critères d'évaluation généraux englobent le groupe (principal, secondaire, accessoire) auquel appartient l'élément évalué et le pourcentage de réduction de la capacité de l'élément à remplir sa fonction dans la structure.

(d) Évaluation de l'état général du pont

Les cotes CEM et CEC ne servent pas spécifiquement à évaluer l'état général du pont. Toutefois, elles fournissent des indices sur l'état général et pour l'évaluation des dommages, et signalent les problèmes de sécurité. Une cote générale appelée « cote d'évaluation du comportement de la structure » (CECS) du pont est attribuée en fonction de la CEC la plus faible accordée à n'importe lequel des principaux éléments du pont.

(ii) Manuel d'inspection des structures (MIS 2012)

(a) Nouveau système d'évaluation

Le MIS a subi une importante refonte en 2008 parallèlement à la toute nouvelle version du manuel d'inspection. La nouvelle version s'appuie sur l'expérience du MTQ et contient des directives améliorées permettant de mieux guider le personnel d'inspection des ponts vers une méthode complète d'inspection des ponts. Voici quelques-unes des mises à jour effectuées : l'ajout de nouveaux éléments d'inspection, l'élaboration de nouvelles règles pour évaluer les parties endommagées, l'introduction d'un nouveau système de classement à 4 niveaux et l'intégration au nouveau système de gestion des ponts du Ministère (système de gestion des structures 6026 ou « GSQ »).

Essentiellement, le principe qui sous-tend l'évaluation des éléments de pont n'a pas beaucoup changé. L'état du matériau d'un élément de pont est évalué en fonction de la gravité et de l'étendue des défauts détectés à la surface ou sous la surface de l'élément. Cela est fait principalement au moyen d'une inspection visuelle et complémentaire des éléments de pont,

mais une évaluation non destructive peut également s'y ajouter. Pour évaluer l'état des matériaux des éléments, il faut que le degré de dégradation soit établi selon le nouveau système de classement à quatre niveaux présenté au

Tableau 2.8. Comme il est possible de détecter des défauts de gravité différente sur un élément de pont, une cote moyenne doit être calculée de manière à représenter une ou plusieurs cotes d'évaluation en fonction du degré de détérioration du matériau à différents endroits de l'élément.

Tableau 2.8 Lien entre les degrés de sévérité des défauts et l'état du matériau

Coefficient d'état	Degré de gravité
A	Aucun à léger
B	Moyen
C	Important
D	Très important

Source : MTQ (2012)

Les quatre cotes d'évaluation nouvellement établies (A, B, C et D) correspondent aux quatre degrés de gravité : léger, moyen, important et très important. Afin de déterminer l'état du matériau de l'élément de pont, l'inspecteur doit utiliser les critères généraux des défauts des matériaux donnés dans le manuel. Certains critères d'évaluation spécifiques sont également fournis pour aider l'inspecteur à évaluer les défauts des matériaux qui ne figurent pas aux tableaux généraux. La consignation de l'étendue des fissures pouvant être observées sur les éléments en béton est un exemple de ce genre de situation. Dans ce cas, le manuel recommande de consigner chaque longueur de 4 m d'une fissure de la même manière qu'une surface détériorée de 1 m².

Selon le manuel, une fois que la gravité des défauts des matériaux a été déterminée par l'inspecteur, ce dernier doit rendre compte de l'étendue de ces défauts. Il le fait en consignant le pourcentage de l'élément (sa longueur, sa surface ou le nombre) qui est touché par chacun des différents défauts. En tenant compte de l'étendue ou de la proportion des défauts détectés, l'inspecteur doit déclarer les pourcentages de l'élément qui correspondent aux quatre états (A, B, C et D). Pour illustrer la méthode de calcul de la cote d'évaluation de l'état des matériaux pour un élément de pont, le manuel donne l'exemple d'un mur de front d'une culée soumis à

une inspection, comme l'illustre le Tableau 2.9 (MTQ, 2012) : Le mur a subi une inspection qui a révélé deux défauts touchant deux zones distinctes :

Tableau 2.9 Défauts de matériau observés sur le mur de front d'une culée

État du matériau	Gravité	Étendue (%)
Désagrégation	Important	20 %
Délaminage	Important	10 %
Bon état ou aucun défaut	Aucune	70 %

Source : MTQ (2012)

Après avoir consigné la gravité et l'étendue des défauts observés, l'état des matériels du mur de front de la culée, selon l'exemple, est donc calculé comme suit :

$$D = 0 \%, C = (20+10) = 30 \%, B = 0 \%, A = (100-30) = 70 \%$$

Notons que dans le nouveau manuel d'inspection, la catégorie des éléments accessoires a été supprimée; ceux-ci sont maintenant considérés comme des éléments secondaires. Par conséquent, les éléments de pont sont maintenant classés soit comme des éléments principaux (P), soit comme des éléments secondaires (S).

(b) Évaluation du comportement d'un élément

L'évaluation du comportement d'un élément, représentée par la cote « CEC », vise à évaluer la capacité de l'élément à remplir sa fonction structurale dans le pont. L'indice de comportement sert à mesurer l'effet des défauts de l'élément de pont sur sa capacité structurale, sa fonctionnalité et sa stabilité. Cette évaluation revêt une importance particulière pour les principaux éléments portants du pont. Comme le montre le

Tableau 2.10, la CEC a une valeur de 1 à 4 et peut être déterminée, pour les éléments de structure, en évaluant le pourcentage de réduction de la capacité structurale. Un élément présentant une CEC de « 4 » comporte des défauts qui ont une incidence très minime ou nulle sur sa capacité structurale. Une CEC de « 1 » est attribuée à un élément comportant des défauts qui ont une grande incidence sur sa capacité structurale et qui nécessitent une intervention dans les deux années suivantes.

Tableau 2.10 Critères généraux d'évaluation du comportement des éléments

Comportement	Diminution de la capacité d'un élément à remplir sa fonction	
	Élément primaire (P)	Élément secondaire (S)
Cote CEC		
4	De 0 à 10 %	De 0 à 10 %
3	De 10 à 20 %	De 10 à 30 %
4	De 20 à 30 %	De 30 à 50 %
1	>30 %	>50 %

2.4.2.2 Ontario

Le Manuel d'inspection des structures de l'Ontario (OSIM) [en anglais seulement] énonce des normes et propose des méthodes uniformes pour les inspections visuelles et détaillées, et pour l'évaluation de l'état pour tous les types de structures de ponts. L'OSIM est utilisé pour l'inspection des ponts de l'Ontario depuis 1985. Plusieurs versions ont été publiées et il a subi une refonte majeure en 2000. Certaines modifications mineures ont été apportées en 2003. La version examinée dans le cadre du présent rapport date d'avril 2008.

Les principes adoptés dans l'OSIM et énoncés dans son introduction sont fondés sur « la gravité et l'étendue ». L'objectif est de simplifier le processus de consignation des procédures d'inspection et d'utiliser les données pour évaluer les besoins en matière de réhabilitation des ponts et les coûts implicites. Les défauts détectés sur les différents composants des ponts sont classés par type de matériau; les données quantitatives doivent être recueillies et consignées pendant le processus d'évaluation de l'état. Quatre états ont été établis, à savoir : Excellent, bon, moyen et médiocre. On peut attribuer à un élément donné plus d'un état en raison des différents défauts qui pourraient être détectés sur l'ensemble de cet élément. Lorsqu'un élément comportant plusieurs états est évalué, une grandeur (longueur, surface ou nombre) doit être déterminée et consignée pour chacune des classes d'état. Parmi les ajouts de la version publiée en 2008, il y a notamment les tableaux d'état, les tableaux d'estimation de quantité et de nouveaux formulaires d'inspection (MTO, 2008).

Comme dans la plupart des États américains, l'indice d'état de pont (BCI) s'applique à un pont entier et son principe de base est semblable à celui de l'indice d'état de pont utilisé aux États-Unis, qui a été décrit précédemment. Une seule petite différence les distingue. Au lieu d'être considéré comme un point sur une ligne de temps continue, l'indice est censé indiquer la valeur économique restante en pourcentage.

2.4.2.3 Alberta

L'élaboration des normes d'inspection et d'entretien en Alberta a débuté au milieu des années 1980, et la partie du manuel d'inspection des ponts (BIM) relative aux inspections a été instaurée en 1987 (BIM, 2008). Le BIM est la partie du Système de gestion des infrastructures de transport (TIMS) de l'Alberta qui concerne l'inspection et l'entretien. Le TIMS, qui regroupait l'ancien système d'information sur les ponts (BIS) et le système d'information sur les ponceaux (CIS), a été mis en œuvre en 2005.

Pour l'inspection et l'entretien des ponts, l'Alberta s'est dotée d'un manuel en deux volumes (BIM) correspondant aux inspections de niveau 1 et de niveau 2. Alors que le niveau 1 décrit les pratiques routinières d'inspection visuelle, l'inspection de niveau 2 est plus poussée et peut nécessiter un échantillonnage et des essais de plusieurs types. Plusieurs versions du BIM ont été publiées, dont la version 3.1 mise à jour en mars 2008. L'inspection de niveau 1 a trait aux données d'inspection visuelle standard et impose des normes et des procédures d'inspection, ainsi que 25 formulaires particuliers adaptés aux rapports d'inspection. Au niveau 1, seule la pire partie de chaque élément d'un pont de chacune des catégories doit être signalée. L'inspection de niveau 2, toutefois, comporte des examens approfondis de certains composants, qui nécessitent un équipement et une expertise particuliers. Les inspections de niveau 2 sont quantitatives et nécessitent des formulaires du BIM de niveau 2 remplis par des inspecteurs expérimentés.

Selon le BIM, il faut coter chaque élément inspecté ainsi que sa catégorie. La cote d'un élément représente à la fois l'état actuel de l'élément et sa fonctionnalité, c'est-à-dire à quel point l'élément s'est détérioré et dans quelle mesure il remplit la fonction pour laquelle il a été conçu. Elle représente également les préoccupations en matière de sécurité et la priorité en matière d'entretien. Comme il en a été question, la cote d'un élément est déterminée par la pire partie de l'ensemble. L'inspecteur peut décrire pourquoi un ensemble d'éléments a reçu une cote donnée, en précisant la cote du pire élément ainsi que son emplacement dans la partie du

formulaire d'inspection réservée aux « explications relatives à l'état ». Le BIM utilise une cote d'évaluation numérique dont la valeur va de 1 à 9, où 9 indique un très bon état, et 1, la nécessité d'une intervention immédiate, tout comme le système d'évaluation NBI décrit précédemment. Consultez le Tableau 2.11 pour obtenir de plus amples renseignements.

Tableau 2.11 Système de cote d'évaluation d'état en Alberta

Cote	Signification	Commentaire
9	Très bon	État neuf
8		Presque à l'état neuf
8	Bon	Peut être remis à neuf avec très peu d'effort
6		Généralement en bon état Remplit la fonction pour laquelle il a été conçu, sans dommage ni détérioration.
5	Adéquat	État acceptable et fonctionne comme prévu
4		État inférieur à l'état minimum acceptable
3	Médiocre	Présence de dommages ou de détériorations Ne fonctionne pas comme prévu
4		État dangereux, ou dommage ou détérioration grave
1	Mesure immédiate nécessaire	Risque d'effondrement ou risque pour les utilisateurs
N	Non accessible	L'élément ne peut pas être inspecté visuellement.
X	Sans objet	L'élément n'existe pas sur ce pont.

Source : Manuel d'inspection des ponts de l'Alberta (BIM, 2008)

Pour évaluer un pont entier, il faut décomposer l'inspection en un ensemble de groupes ou de catégories d'éléments établis inspectés conformément au BIM. L'inspecteur est tenu d'attribuer une cote à chaque élément des catégories générales de ponts établies. Les éléments à coter ainsi que leurs catégories respectives sont illustrés au Tableau 2.12. Le BIM fournit des instructions sur la manière d'évaluer chaque élément, ainsi que sur les signes de dommages observables par l'inspecteur pour cet élément en particulier. La quantité, le type et l'étendue des signes de dommages observés, s'il y a lieu, ont un effet prédéfini sur la cote d'état de l'élément où ils sont détectés. Le

Tableau 2.13 en donne un exemple.

Tableau 2.12 Catégories de ponts et de leurs éléments

Catégorie	Éléments
Routes d'accès	Alignement horizontal, alignement vertical, largeur de la route, présence d'une bosse au point d'accès, garde-corps, système de drainage
Tablier	Couche de roulement, dalle supérieure, capacité d'inspection de la dalle, joints de dalle, système de drainage de la dalle, garde-fous, parapets et poteaux de glissière, trottoir, longerons, poutres en béton, éléments de treillis, poutres d'acier, diaphragmes, peinture, appuis, dessous de la dalle
Unités de fondation	Culée, et assise, cheville et console de piles, murs garde-grève/murs d'appui, murs en aile, pieux de culées/piles, peinture/revêtement, stabilité de la culée et des piles, affouillement et érosion, contreventement, entretoises, membranes, plaque frontale, débris
Chenal	Chenal, protection de la pente, guideaux/épis, capacité d'ouvertures
Carrefour dénivelé	Alignement des routes, dispositifs de sécurité routière, protection des pentes, stabilité des talus, système de drainage

Source : Manuel d'inspection des ponts de l'Alberta (BIM, 2008)

Tableau 2.13 Directives de la cote pour le dessus de la dalle

Signes de dommage à la dalle supérieure	Cote
La surface du dessus de la dalle ne présente ni défaut ni fissure, et est relativement lisse.	9
La surface du dessus de la dalle est en assez bon état, mais présente certaines fissures capillaires de retrait.	7 ou moins
La vitesse doit être réduite en raison de la présence de nids-de-poule, etc.	4 ou moins
Fissures étroites dans la surface du béton	5
Large fissures dans la surface du béton	4 ou moins
Désagrégation grave (agrégat exposé), zone éclatée ou dénudée.	3 ou moins

Source : Manuel d'inspection des ponts de l'Alberta (BIM, 2008)

On attribue alors aux catégories une cote qui est fondée sur la cote de son élément le plus critique en ce qui a trait à la charge, à la fonctionnalité ou à la sécurité. Par exemple, la cote générale de la catégorie unités de fondation doit dépendre de la cote des éléments portants, de l'assise ou du cheville, de la pile, de la stabilité ou du mur garde-grève dont la cote est de 2 ou moins.

2.4.2.4 Colombie-Britannique

Le système d'information sur la gestion des ponts (BMIS) a été mis en œuvre pour gérer les données saisies sur l'inspection des ponts de la province. Le BIMS sert à gérer les quelque 4500 structures de la province. Le système a été élaboré au cours des 20 dernières années; sa

dernière mise à jour remonte à l'an 2000 (Hammad et coll., 2007). Les données d'inspection sont gérées par un module permettant de recueillir les données d'inspection sur les lieux (BRIDE), qui fait partie intégrante du BMIS. D'autres modules permettent de localiser des structures sur une carte (BIG) et de créer des rapports ponctuels sur mesure (Discoverer). Les formulaires d'inspection du système visent six types de structure différents : les ponts, les ponts suspendus ou à haubans, les ponceaux, les tunnels, les murs de soutènement et les structures de signalisation. Cela permet à l'inspecteur d'attribuer à chaque composant un état différent et un pourcentage distinct. Le système d'évaluation de l'état comprend cinq états.

2.4.2.5 Nouvelle-Écosse

De 1999 à 2003, le Department of Transportation and Communications de la Nouvelle-Écosse (NSTPW) a mis sur pied son propre système de gestion des ponts appelé Nova Scotia Bridge Management System (NSBMS) afin de faciliter la gestion des quelque 4000 structures de la province, et d'en assurer la sécurité. Le NSBMS est principalement fondé sur le BMS de l'Ontario. En ce qui concerne les inspections, on y utilise les méthodes d'inspection de l'OSIM et le principe de gravité et d'étendue a été adopté. Il oblige l'inspecteur à mesurer le nombre de défauts dans tous les états. Les défauts de comportement des composants du pont sont également relevés. Le NSBMS utilise un système de classement à quatre niveaux fondé sur le système ontarien (Speiran et coll., 2004).

2.5 Entretien, réparation et réhabilitation de ponts

2.5.1 Besoins en matière d'intervention pour les ponts

Les organismes de transport d'Amérique du Nord, y compris le MTQ, sont confrontés au problème grandissant du vieillissement et de la détérioration d'infrastructures comme les autoroutes, les ponts et les ponceaux. Les principaux objectifs liés au réseau de ponts d'un organisme de transports peuvent être définis comme suit :

- sécurité et confort de l'utilisateur;
- prolongement de la durabilité et de la valeur économique du réseau des ponts.

Le MTQ a publié le « Manuel d'entretien des structures » (MTQ, 2013) sur lequel sont fondées les stratégies d'intervention appropriées pour entretenir les ponts. Dans cette brochure officielle, on décrit l'ensemble de la démarche du MTQ en matière d'entretien, de réparation et de réhabilitation des ponts. De la même façon, le ministère des Transports de l'Ontario suit les lignes directrices de son document intitulé « Structural Rehabilitation Manual » (MTO, 2007). Aux États-Unis, la Federal Highway Association (FHWA) offre un cours aux États participants afin de leur fournir des directives sur l'entretien et la réparation des ponts.

Comme c'est le cas au sein de nombreux organismes de transport aux États-Unis et au Canada, il existe certains types d'interventions qui peuvent être effectuées sur un pont. L'idée générale est de tenter de maîtriser les mécanismes de détérioration et même de les contrer, si possible. Il existe deux catégories d'interventions de base, ces dernières étant réparties entre les interventions relatives aux matériaux et les interventions fonctionnelles. La première concerne la préservation et la restauration de l'état des ponts, tandis que la seconde a trait à la modification des caractéristiques d'un pont en vue de l'adapter à de nouveaux besoins, comme une augmentation du volume de la circulation.

Les ponts se dégradent avec le temps; cette dégradation, qui commence après les travaux de construction ou de rénovation, est lente au début et s'accélère par la suite. En dressant un plan d'intervention et en prenant les mesures prévues, on peut prolonger la durée de vie d'un pont et minimiser les coûts d'entretien. En règle générale, les coûts d'entretien et de réparation sont considérablement plus élevés lorsqu'un pont s'est gravement détérioré. Enfin, il existe un seuil minimum acceptable sous lequel un pont est considéré comme dangereux et incapable de remplir sa fonction; dans ce cas, il faudrait prendre des mesures immédiatement ou fermer le pont à la circulation.

Depuis le début des années 1990, on observe sur les ponts et les ponts d'étagement au Québec une forte tendance au vieillissement. Selon Statistiques Canada, la valeur estimative des ponts et des ponts d'étagement au Québec en 2007 était de 4,288 milliards de dollars canadiens (valeur à neuf de l'ordre de 10 MM \$ - source MTQ). L'âge moyen des ponts au Québec, qui était de 18,1 ans en 1969, a augmenté pour atteindre 31 ans en 2007, soit le plus élevé de toutes les provinces canadiennes. Les ponts au Canada ont une durée de vie moyenne de 43,3 ans, ce qui signifie que les ponts du Québec ont atteint 72 % de leur durée de vie utile, alors que ce pourcentage est de 57 % à l'échelle nationale.

2.5.2 Stratégies d'intervention sur les ponts

Selon la FHWA, il existe trois étapes simples pour assurer la sécurité et la capacité opérationnelle des ponts existants :

- l'entretien adéquat des ponts, afin de prolonger leur durée de vie;
- la réparation immédiate des dommages matériels et de la détérioration;
- l'augmentation de la capacité portante si nécessaire pour répondre aux besoins en matière de circulation.

Il existe un nombre incalculable de mesures d'intervention permettant de maintenir ou d'améliorer l'état d'un pont. Toutes ces mesures peuvent être regroupées sous une stratégie ou un type d'intervention majeur. Le type d'intervention le mieux adapté peut être choisi en fonction des caractéristiques et des besoins particuliers d'un pont, de la portée à court et à long terme du projet, de la volonté de l'Administration du pont et de l'état du pont lui-même. Les catégories d'intervention suivantes sont définies par le MTQ :

- l'entretien préventif;
- l'entretien courant;
- la réparation;
- les travaux de réfection majeure;
- le remplacement.

La FHWA et l'AASHTO utilisent des catégories semblables. La FHWA a proposé les catégories suivantes :

- l'entretien préventif (entretien périodique ou entretien effectué au besoin);
- la réparation et la réhabilitation;
- le renforcement et la réfection majeure;
- le remplacement.

Les différents États américains adaptent les lignes directrices précédentes à leurs besoins particuliers, mais la philosophie demeure la même. Par exemple, le Department of Transport (DoT) de la Virginie utilise les catégories suivantes : entretien courant, entretien préventif, restauration, réparation, réhabilitation et remplacement (VDOT, 2008). Les sections suivantes contiennent une description plus détaillée des principaux groupes d'intervention.

2.5.2.1 Entretien préventif

C'est le premier type de stratégies d'intervention. Comme son nom l'indique, son rôle est préventif. On a recours à l'entretien préventif lorsque l'organisme vise à maintenir l'état du pont au même niveau. Les mesures visant à ralentir la progression d'une détérioration minimale observée entrent également dans cette catégorie. En effet, l'une des principales causes de la détérioration d'un pont est l'entretien inadéquat ou inexistant. L'entretien préventif est en fait la façon la plus efficace de conserver un pont en bon état sans devoir engager trop de dépenses en capital. On peut éviter des problèmes très importants par des démarches simples et faciles dans le cadre d'un programme d'entretien préventif. En effectuant des travaux, par exemple désobstruer des drains, étanchéifier des joints et enlever des débris sur la dalle du pont, on peut réaliser de grosses économies et éviter des problèmes plus tard durant la vie d'un pont.

Comme le suggère la Figure 2.9, les coûts de réparation d'un pont augmentent avec son degré de détérioration. En outre, le coût du remplacement d'un pont, qui comprend sa démolition et sa reconstruction, est certainement beaucoup plus élevé que le coût de construction initial. Deux catégories principales de travaux d'entretien préventif peuvent être définies selon le moment où elles sont mises en œuvre. Elles sont menées soit à des intervalles prédéterminés, soit dans des situations particulières. Le premier type, soit les travaux périodiques récurrents, peut varier d'un élément à l'autre et selon les besoins particuliers de chacun, mais en règle générale, ces travaux sont faits chaque année, comme le nettoyage. En ce qui concerne le deuxième type, soit les travaux spéciaux, ils sont faits à intervalle d'au moins cinq ans. Ils découlent des rapports d'inspection et nécessitent des mesures un peu plus complexes que le simple nettoyage, comme les travaux visant à imperméabiliser ou à assurer l'étanchéité des dalles de ponts en béton, ou les travaux de peinture.

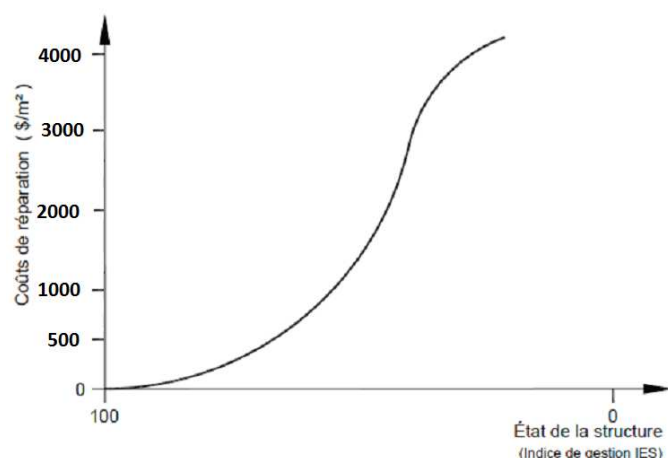


Figure 2.9 Coût de réparation de pont

Source : MTQ (2008)

Le Tableau 2.14 contient une liste des travaux les plus courants liés à l'entretien préventif d'un pont selon le MTQ. L'estimation des travaux est effectuée en fonction des coûts de main-d'œuvre et des prix unitaires obtenus auprès de la Direction des structures du ministère des Transports. Pour chacun des travaux, une description des tâches est fournie ainsi que des précisions techniques (dessins, normes à respecter, processus de travail) et d'autres renseignements nécessaires.

Tableau 2.14 Activités d'entretien préventif des structures

Code d'activité	Description de l'activité	Code d'activité	Description de l'activité
1011	Nettoyage sous la dalle	1041	Gainage de l'enrobé
1012	Nettoyage du dessus de dalle	1042	Scellement de fissures de l'enrobé
1013	Balayage de chaussée	1051	Peinture par retouches
1014	Nettoyage de drains	1052	Peinture par zone
1015	Nettoyage du système de drainage	1061	Imperméabilisation de surfaces de béton
1016	Nettoyage intérieur de poutre-caisson	1062	Recouvrement avec enduit de surface
1017	Nettoyage d'unité de fondation	1071	Enlèvement de végétation
1018	Enlèvement de débris du cours d'eau	1081	Enlèvement de fragments de béton
1031	Remplacement de garniture enclenchée d'un joint de dalle	1082	Sécurisation de dessous de dalle

Source : Manuel d'entretien des structures du ministère des Transports

2.5.2.2 Entretien courant

Il s'agit du deuxième type de méthodes d'intervention. Le but de ce type d'entretien est de maintenir le pont en bon état, tout comme l'entretien préventif. Habituellement, à ce stade de la vie du pont, certains défauts mineurs ayant une incidence sur le confort et la sécurité de l'usager sont déjà présents. Par conséquent, des mesures légèrement plus contraignantes doivent être prises pour ralentir ou interrompre la détérioration, ou même, pour contrer les facteurs qui en sont la cause, si possible. Le Tableau 2.15 contient la liste des travaux les plus courants qui sont liés au programme d'entretien courant d'un pont. Pour chacun des travaux, une description des tâches est fournie ainsi que des précisions techniques (dessins, normes à respecter, processus de travail) et d'autres renseignements nécessaires.

Tableau 2.15 Activités d'entretien de routine

Code d'activité	Description de l'activité	Code d'activité	Description de l'activité
2001	Entretien d'éléments de pont à câbles	2131	Réparation temporaire de dalle
2011	Réparation/remplacement de panneaux de signalisation	2201	Remplacement de boulons/rivets
2051	Correction d'épaulement d'un joint de dalle	2311	Rechargement de caisson en bois
2052	Correction d'élément en acier d'un joint de dalle	2312	Consolidation de caisson en bois
2053	Déblocage d'un joint de dalle	2331	Fixation de traverses en bois
2071	Consolidation de glissière	2333	Signalisation pour plancher en bois

Source : MTQ (2013)

2.5.2.3 Réparation

Le type d'intervention suivant visant les ponts est la réparation. La réparation d'une structure de pont vise à le remettre en état afin qu'on puisse le classer à nouveau comme étant en bon état. Par conséquent, on a généralement recours aux réparations lorsqu'un pont présente des signes de détérioration importante et avancée. Il existe des méthodes adaptées à l'étendue des dommages qui permettent de réparer efficacement la structure. Si l'on détermine correctement la cause ou le mécanisme de détérioration, on peut généralement déterminer le type de réparation qui convient le mieux et bien réparer la structure.

Le MTQ classe la réparation du béton en trois grands groupes :

- le gainage du béton (augmentation de l'épaisseur du béton existant);
- le rapiéçage de béton (en conservant l'épaisseur originale);
- la réhabilitation d'éléments.

L'étendue des dommages, la qualité des matériels, le type de dommage et d'autres facteurs déterminent le choix de la méthode parmi les techniques susmentionnées. Le Tableau 2.16 contient une liste des méthodes de réparation des structures en béton.

Tableau 2.16 Activités de réparation

Code d'activité	Description de l'activité	Code d'activité	Description de l'activité
3051	Remplacement d'un joint de dalle	3124	Réparation de poutre en béton précontraint
3052	Joint dalle sur culée	3125	Réparation de poutre-caisson en béton
3053	Élimination de joint de dalle à une pile	3126	Réfection de diaphragme en béton
3060	Réparation de trottoir, chasse-roue ou bande médiane en béton	3127	Réparation d'éléments d'arc en béton armé
3067	Réfection de l'enrobé	3106	Obturation de fissures par injection
3101	Gainage du béton	3131	Réparation de dalle sur poutres et dalle épaisse
	Réparation au moyen de béton projeté	3132	Réparation de dessous de dalle épaisse
3060	Réparation de béton immergé	3134	Réfection côté extérieur de dalle
3121	Réparation de poutre/diaphragme en béton armé	3135	Réparation du hourdis supérieur de poutre-caisson en béton
3122	Réparation d'extrémité de poutre en béton armé	3136	Réparation côté extérieur de dalle

Source : MTQ (2013)

2.5.2.4 Réfection majeure

On a habituellement recours à la réfection majeure des ponts existants lorsque de nouvelles exigences en matière de circulation doivent être satisfaites, notamment, s'il y a un nombre accru de véhicules ou si la nature des charges est différente (par exemple, si le nombre de camions lourds devant utiliser le pont augmente de façon importante et imprévue). Une réfection majeure peut également être nécessaire en raison de facteurs environnementaux

soudains, comme un changement de comportement du cours d'eau. Enfin, dans les cas où la conception et la construction d'un pont existant ont été inadéquates ou insuffisantes, la décision de procéder à la réfection majeure et au renforcement de la structure est unilatérale.

2.5.2.5 *Reconstruction*

On prend la décision de procéder à la reconstruction ou au remplacement d'un pont lorsque la structure présente une grave dégradation ou des lacunes structurales et que son état compromet la sécurité publique.

2.5.3 *Sélection de la méthode de réhabilitation*

Des prototypes détaillés d'arbres décisionnels sont utilisés afin d'appuyer le choix de la méthode de réhabilitation des ponts appropriée selon le *Structural Rehabilitation Manual* de l'Ontario (OSRM). Selon l'OSRM, un ingénieur de pont doit connaître ce qui suit de manière approfondie avant de prendre sa décision :

- les relevés de l'état du pont; les renseignements supplémentaires sur les risques de corrosivité en plus des renseignements découlant du processus d'inspection régulière, ainsi que d'autres données détaillées sur le pont;
- les relevés DART (évaluation de la dalle par radar) afin de cerner tout problème de délamination et de désagrégation;
- les plans de structure existants;
- les rapports d'évaluation existants;
- les rapports antérieurs d'inspection, d'entretien et de réhabilitation (données historiques);
- l'état des lieux.

Après avoir recueilli et étudié tous les renseignements nécessaires mentionnés ci-dessus, il faut tenir compte de certains facteurs particuliers qui influent sur le processus avant de choisir la méthode de réhabilitation. Ces facteurs figurent ci-dessous :

- Défauts et détérioration
- Capacité portante
- Exigences en matière de capacité fonctionnelle et d'étapes
- Analyse financière
- Importance de la structure
- Type de structure
- Type de composant
- Durée de vie utile de la structure
- Programme de construction routière
- Expertise de l'entrepreneur
- Préoccupations sur le plan social et environnemental

La Figure 2.10 illustre l'organigramme utilisé par le ministère des Transports de l'Ontario pour déterminer la méthode probable de réhabilitation du pont en fonction de renseignements recueillis, avant d'effectuer les relevés approfondis de l'état.

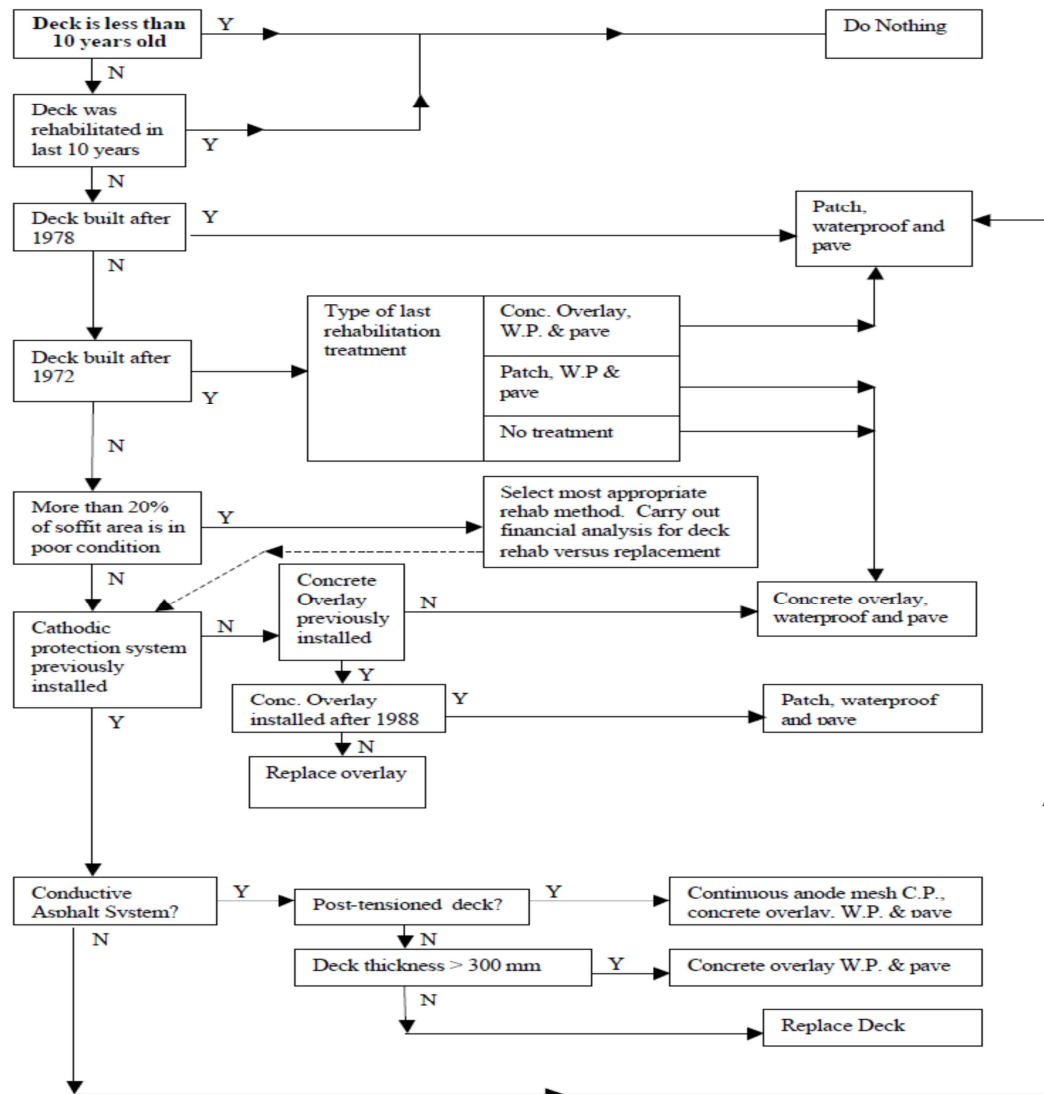


Figure 2.10 Prédiction de méthodes de réhabilitation préalable au relevé de dommages

Source : OSRM (2007)

CHAPITRE 3 DÉMARCHE DE RECHERCHE

3.1 Résultats, limitations et lacune de recherche

3.1.1 Limitations des SGP

Comme il est précisé dans la partie consacrée à l'examen de la documentation, les systèmes de gestion des ponts (SGP) ont été créés dans le but de gérer l'ensemble des ponts dont un organisme a la responsabilité et de conserver les résultats d'une analyse détaillée de chaque pont dans le système. Bien que les SGP aient grandement facilité la gestion des réseaux de ponts depuis leur instauration, des études ont révélé certaines lacunes relevées par les professionnels de la gestion des ponts.

L'une des lacunes les plus communément signalées concernant les SGP existants est l'insuffisance de l'appui qu'elle offre au processus de prise de décisions personnalisé. En témoigne le fait que certains décideurs utilisent leurs propres outils analytiques personnalisés, ce qui fait que le SGP ne sert plus, en pratique, que d'outil de stockage de données. Un autre problème observé est le manque de souplesse quant à l'intégration de données obtenues au moyen de certaines des technologies d'inspection mises au point par les organismes de transport locaux, en raison des structures rigides des SGP en matière de saisie de données. Cela peut être résolu par des mises à jour et un soutien continus des plateformes existantes.

Il existe également des incertitudes en ce qui a trait aux SGP en place à l'heure actuelle, notamment en ce qui concerne la collecte de données d'inspection, où les raisonnements peuvent être subjectifs, et les données saisies, inexactes. En outre, les inspecteurs peuvent ne pas être en mesure de fournir des ensembles de données complets, ce qui entraîne un manque d'apport quantitatif. En revanche, l'abondance de données à l'échelle du réseau peut être excessive pour la capacité d'analyse de l'être humain durant le processus de prise de décisions critiques en matière d'ordre de priorité. Parmi les autres incertitudes possibles, il y a l'ambiguïté, les données conflictuelles et l'incertitude des mesures.

3.1.2 Limitations des méthodes d'inspection actuelles

Bien que l'inspection des ponts soit à l'origine du stockage des données et de la prise de décisions, on sait que les pratiques d'inspection actuelles comportent de nombreuses lacunes. L'une des lacunes des pratiques en matière d'inspection des ponts vient du fait qu'elles sont soumises à l'incertitude et à la subjectivité humaines. Chaque organisme de transport emploie des dizaines d'ingénieurs de ponts qui peuvent avoir des désaccords en évaluant des éléments des ponts déficients. En outre, l'inspection elle-même n'est pas à l'abri de l'erreur humaine et il peut y avoir des problèmes d'exactitude durant l'utilisation de l'équipement ou la prise de certaines mesures, par exemple. Cela engendre une certaine incertitude quant aux données recueillies, ce qui limite l'atteinte des objectifs d'inspection généraux, qui consistent à recueillir un ensemble de données qui sont, dans une certaine mesure, représentatives de la réalité.

Une autre lacune des pratiques d'inspection des ponts concerne le fait que les défauts de pont ne sont pas tous accessibles ni mesurables. Cela peut donner lieu à des situations où les données d'une inspection de pont détaillée sont incomplètes. En plus d'entraîner une mauvaise saisie de l'état des ponts, les lacunes du processus d'inspection peuvent aussi donner lieu à des inexactitudes dans l'analyse des données et la prise de décisions.

3.1.3 Limitations des modèles d'évaluation de l'état

À l'instar des SGP et des pratiques d'inspection des ponts, les modèles d'évaluation de l'état des ponts comportent également quelques inconvénients qui pourraient entraver le processus d'amélioration de l'état général des ponts sous l'autorité d'un organisme de transport donné. L'un des inconvénients très courants concerne le fait que les modèles d'évaluation de l'état des ponts sont, pour la plupart, déterministes, ce qui ne tient pas compte du fait que l'état des éléments de pont évolue constamment et qu'ils seraient probablement mieux représentés par un modèle probabiliste. En outre, tous les modèles actuels d'évaluation des ponts ont en commun l'absence d'un système standard qui compense la subjectivité, l'incertitude et l'incomplétude des données d'inspection. Une autre lacune de la plupart des modèles d'évaluation de l'état des ponts concerne le fait qu'il n'existe pas d'approche standard pour regrouper les évaluations à l'échelle des défauts; il incombe donc à l'inspecteur d'interpréter ces défauts et d'évaluer leurs effets sur l'état général du pont.

3.2 Démarche de recherche

L'approche de recherche est présentée à la Figure 3.1. La recherche consiste tout d'abord à examiner de manière approfondie la documentation de recherche traitant des systèmes de gestion des ponts, des systèmes d'évaluation d'état et des méthodes d'inspection. L'étape suivante consiste à actualiser la documentation en étudiant les pratiques actuelles d'inspection des ministères et organismes de transport au Canada et aux États-Unis. Cela a été fait au moyen d'une enquête en faisant parvenir un questionnaire aux ingénieurs, aux inspecteurs et aux gestionnaires de pont des États-Unis et des différentes provinces canadiennes. Les résultats de l'enquête et l'analyse des réponses sont présentés en détail au chapitre 4.

Cette recherche s'appuie sur les lacunes cernées précédemment; elle suit donc effectuée selon deux démarches différentes. La première approche consiste à améliorer la méthode d'analyse numérique actuelle et la seconde vise à présenter une nouvelle méthode d'analyse des données de géoradar, soit la méthode d'analyse d'images. La méthode d'analyse numérique est améliorée au moyen du modèle d'étalonnage de seuil basé sur le regroupement et le coefficient de corrélation. Les deux améliorations sont présentées en détail au chapitre 5. Ce chapitre traite également de la nouvelle méthode, l'analyse d'images. La marche à suivre proposée y est expliquée en détail, ainsi que la raison pour laquelle cette méthode est nécessaire. Une deuxième enquête a été effectuée afin d'appuyer l'élaboration de l'indice de corrosivité de la dalle de pont (GPR-BDCI) fondé sur les données de géoradar. Cet indice est présenté à la dernière section du chapitre 5 ainsi que le questionnaire utilisé et l'utilisation stratégique de cet indice.

Le chapitre 6 traite de la collecte et de l'analyse des données. Au cours de ce projet, 14 ponts ont été soumis à un balayage, ce qui a permis d'utiliser un total de 20 relevés dans l'élaboration et l'analyse du modèle. La collecte des données des six principales études de cas est présentée, et l'analyse des données a été effectuée pour chaque étude de cas au moyen d'une analyse numérique et de la méthode de l'analyse d'images. En outre, deux des études de cas présentées ont fait l'objet d'essais supplémentaires au moyen de diverses techniques destructives et non destructives; les résultats ainsi obtenus sont présentés et comparés.

Le GPR-BDCI a été automatisé au moyen d'un logiciel appelé GPR-based Bridge Deck Condition Assessment System (GPR-BriDCAS) et développé en langage C#. Cet outil facilite l'analyse des données de géoradar à l'aide de la méthodologie élaborée. Des saisies d'écran de

l'outil et de l'analyse qui en découle sont présentées au chapitre 7. Le chapitre 8 contient les conclusions tirées des modèles élaborés en plus des domaines de recherche à venir qui découlent des travaux effectués.

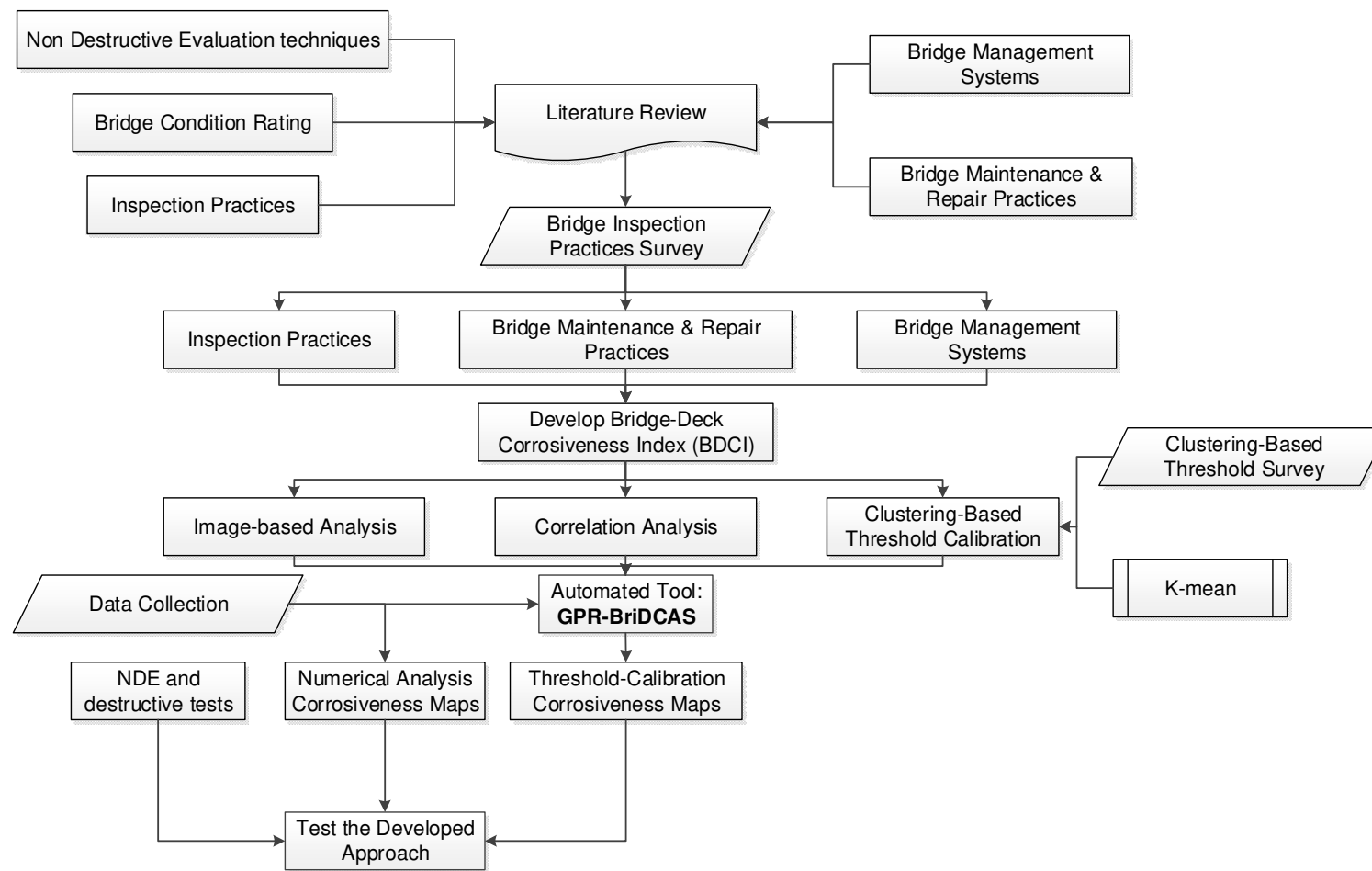


Figure 3.1 La méthodologie du projet de recherche

CHAPITRE 4 PRATIQUES ACTUELLES D'INSPECTION DES PONTS

Une enquête sur les pratiques les plus courantes adoptées par les organismes de transports au Canada et aux États-Unis a été menée dans le cadre de cette étude. L'équipe de recherche a envoyé un questionnaire à plus de 50 ingénieurs, inspecteurs et gestionnaires de ponts. Des résultats ont pu être recueillis dans les provinces canadiennes du Québec, de l'Ontario, de l'Alberta, de la Colombie-Britannique, de la Nouvelle-Écosse et de la Saskatchewan, ainsi que dans les États de la Floride, de l'Illinois et de la Pennsylvanie. Le questionnaire comprenait 38 questions techniques réparties en trois rubriques :

- pratiques actuelles d'inspection des ponts;
- pratiques d'entretien, de réparation et de réhabilitation des ponts;
- prise de décisions et systèmes de gestion des ponts (SGP).

Les résultats obtenus seront exposés et analysés en détail dans ce chapitre. Un sommaire des participants à l'enquête et du poste qu'ils occupent est présenté au

Tableau 4.1, et la Figure 4.1 illustre le nombre de ponts sur le territoire de compétence de chaque participant. Afin de faciliter la lecture et l'analyse des résultats, un code composé des initiales du prénom et du nom de famille des participants ainsi que de l'abréviation de la province ou de l'État qu'ils représentent est assigné à chacun d'eux. Les questions de l'enquête se retrouvent à l'annexe A, suivies des réponses et de l'analyse des données.

4.1 Questionnaire de l'enquête

Après avoir étudié des documents de recherches sur les pratiques de gestion des ponts, principalement sur celles d'Amérique du Nord, l'équipe de recherche a élaboré un questionnaire pour chaque partie de l'enquête. L'enquête visait à recueillir des données pour appuyer la prise de décisions aux différents stades du projet. Les pages suivantes présentent les trois parties de l'enquête. Le questionnaire complet est joint à l'annexe A.

Tableau 4.1 Code et poste des participants à l'enquête

Nom	Code	Poste
Louis-Marie Bélanger	LB-QC	Ingénieur – MTQ, Direction des structures
Walter Kennedy	WK-ON	Chef, Section de la gestion des ponts – Ontario
Randy Yu	RY-ON	Ingénieur régional, structures – Ontario
Todd Honkala	TH-AB	Technologue, exploitation des ponts – Alberta
Gary Farnden	GF-BC	Secteur des ponts – Colombie-Britannique
William van Lingen	WL-NS	Gestionnaire de projet – Nouvelle-Écosse
Christian Raith	CR-NS	Inspecteur de ponts – Nouvelle-Écosse
Sergey Averin	SA-NS	Inspecteur de ponts – Nouvelle-Écosse
Glen R Taylor	GT-SK	Inspecteur de ponts – Saskatchewan
Darrell Evans	DE-PEI	Directeur adjoint – Transports et infrastructure, Île-du-Prince-Édouard
Richard Kerr	RK-FL	Ingénieur d'inspection, gestion des ponts – Floride
Eduardo Vazquez	EV-FL	Directeur, Inspection des ponts – Miami, Floride
Mahmoud Etemadi	ME-IL	Ingénieur, gestion des ponts – Illinois
Tony Jen	TJ-PN	Ingénieur principal des structures – Pennsylvanie
Eugene Grant	EG-NY	Ingénieur, contrôle de la qualité – New York
Maxim V. Arefyev	MA-NY	Ingénieur/inspecteur de ponts – New York

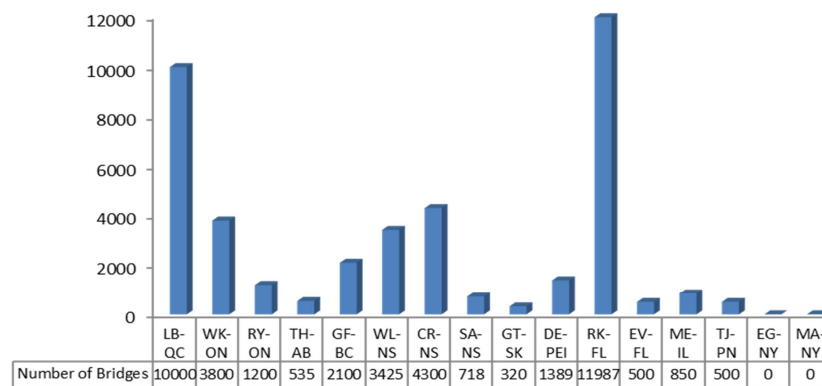


Figure 4.1 Nombre de ponts dans les agences des participants

4.1.1 *Pratiques d'inspection*

La première partie du questionnaire visait à obtenir des renseignements sur les pratiques actuelles d'inspection des ponts, y compris sur l'ensemble des ponts des organismes où travaillent les participants, ainsi que des données d'inspection propres aux différents éléments d'un pont. Cette partie se subdivise en plusieurs sections : généralités, dalles de ponts, poutres de ponts, et piles et culées de ponts.

4.1.2 *Pratiques d'entretien, de réparation et de réhabilitation des ponts*

Cette partie fournit des renseignements sur les différents types d'intervention nécessaires d'après les techniques d'entretien et de réparation des dalles, des poutres, des piles et des culées de ponts. Elle se subdivise ainsi : dalles, poutres, piles et culées de ponts. Le type d'intervention, le temps nécessaire pour les effectuer et les mesures qui s'y rattachent font tous l'objet des questions pertinentes.

4.1.3 *Prise de décisions et systèmes de gestion des ponts*

Cette partie porte sur le personnel chargé de la prise de décisions au sein des organismes de gestion des ponts et sert à préciser également comment les interventions sont planifiées et comment les données sont enregistrées. Elle se subdivise en deux sections : prise de décisions et systèmes de gestion des ponts.

4.2 Réponses et analyse

4.2.1 *Pratiques d'inspection*

4.2.1.1 *Généralités*

Les experts interrogés dans le cadre de l'enquête ont répondu au questionnaire selon le modèle présenté à l'annexe A. Les résultats ont ensuite été compilés et analysés afin d'en tirer une idée générale des pratiques actuelles d'inspection et de gestion des ponts. Un résumé des réponses est présenté au Tableau 4.2 et est accompagné des commentaires ci-dessous. La Figure 4.2 illustre le cycle d'inspection des ponts sous la responsabilité de chaque participant à l'enquête; il dure en moyenne deux ans. On remarque que les organismes qui sont responsables de ponts

plus grands ont tendance à les inspecter moins fréquemment. Le MTQ a relaté faire une inspection en moyenne aux 3 ans. En ce qui concerne l'âge des ponts sous la responsabilité des organismes des participants, on remarque que la plupart ont été construits il y a 26 à 50 ans. La Figure 4.2 illustre la répartition par âge moyen de ces ponts. Cependant, la plupart des participants n'ont pas donné de précisions pour indiquer dans quelle proportion les ponts pourraient être considérés comme étant déficients sur le plan de la structure, obsolètes sur le plan fonctionnel, ou les deux. Cette omission pourrait être due au fait que les renseignements à leur disposition ne leur permettaient pas de classer les ponts de cette manière. Selon le MTQ, les pourcentages sont les suivants : 35,5 % déficients sur le plan de la structure, 29 % obsolètes sur le plan fonctionnel et 36,4 % déficients sur le plan structural et obsolète sur le plan fonctionnel.

Tableau 4.2 Fréquence d'inspection reportée

Code	Résultat
LB-QC	Tous les 3 ans en moyenne
WK-ON	Tous les 2 ans
RY-ON	Ponts en bon état – tous les deux ans, ponts en mauvais état – tous les ans
TH-AB	De 1 à 2 ans
GF-BC	Chaque année – à l'étude
WL-NS	De 1 à 6 ans, selon la classification de l'autoroute et la cote NBI
CR-NS	De 1 à 6 ans, selon la classification de l'autoroute et la cote NBI
SA-NS	De 1 à 4 ans
GT-SK	Tous les 2 ans
DE-PEI	Varie selon le type de structure
RK-FL	Tous les 2 ans, par défaut Quelques ponts sont inspectés plus souvent
EV-FL	Tous les 2 ans pour les ponts peu ou non déficients, et tous les 12, 6 ou 3 mois pour les ponts déficients
ME-IL	Tous les 12, 24 ou 48 mois selon leur état et d'autres facteurs comme le réseau routier, le débit journalier moyen et le débit journalier moyen des camions
TJ-PN	Tous les 2 ans
EG-NY	De 1 à 2 ans
MA-NY	Tous les 2 ans (inspection normale), tous les 10 ans (inspection approfondie)

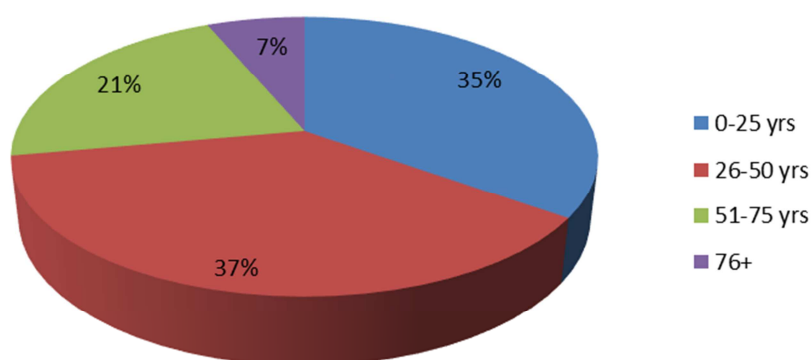


Figure 4.2 Répartition par âge moyen des ponts des agences interrogées

4.2.1.2 Dalles de ponts

Les participants à l'enquête ont fait part de leur expérience en ce qui a trait aux pratiques d'inspection des dalles de ponts. Les réponses aux questions 4 à 6 sont résumées aux Figure 4.3 à Figure 4.5 et commentées ci-dessous. En ce qui concerne la question 4, les experts devaient cocher, sur une liste fournie, toutes les méthodes d'évaluation de l'état qu'ils utilisent. Comme l'illustre la Figure 4.3, tous les experts utilisent l'inspection visuelle, ce qui en fait la méthode d'évaluation la plus courante. Le traînage de chaîne est la deuxième méthode la plus courante, puisque les organismes y ont recours pour détecter les zones où il y a délaminage. Environ 50 % des participants à l'enquête disent utiliser le potentiel de demi-cellule et le carottage. Le taux d'utilisation du géoradar est assez bas, même s'il a longtemps été considéré comme une méthode très prometteuse. En ce qui concerne les dalles de ponts, le MTQ a relaté utiliser l'inspection visuelle, le potentiel de demi-cellule, l'essai de teneur en chlorure, le traînage de chaîne, le carottage, le géoradar, le martelage (pour les zones du béton où il y a délaminage). À partir d'une liste de déficiences possibles, les experts devaient sélectionner celles qui étaient observées le plus couramment sur les dalles de pont, d'après leur expérience et leur jugement. La liste comprenait ce qui suit : désagrégation, corrosion de l'armature, cratères, fissures longitudinales, fissures transversales, fissures diagonales, craquelage, réactions alcalines des agrégats, délaminage, fissures en étoile, éclatements et défauts de surface (stratification, ségrégation, joint de reprise, usure par frottement, surfaces glissantes, dépôts).

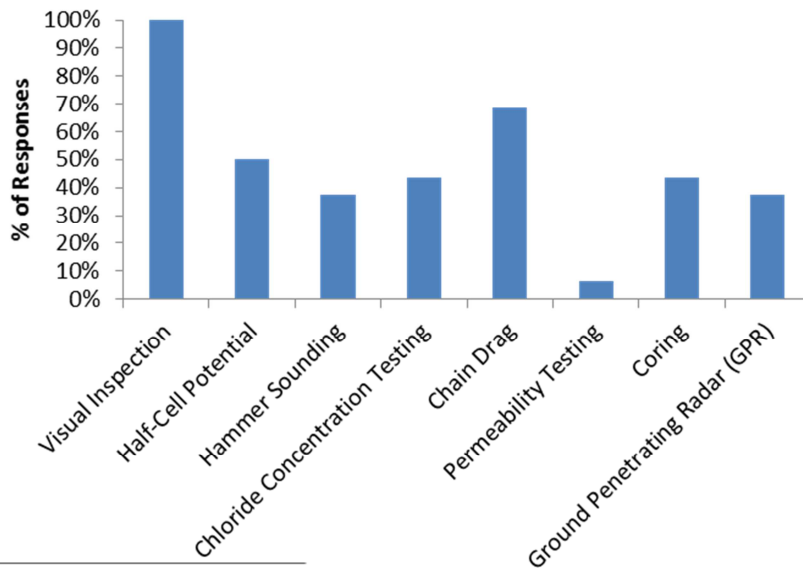


Figure 4.3 Les méthodes d'évaluation couramment utilisées pour les dalles de ponts

Tel que l'illustre la Figure 4.4, la majorité des participants à l'enquête ont signalé le **délaminage** et les éclatements comme étant les meilleurs indicateurs de défauts potentiels (75 %). La corrosion de l'armature est évidemment un facteur important dans l'occurrence de nombreux défauts comme l'éclatement et la délamination; toutefois, les défauts de surface qui en découlent peuvent être plus faciles à déceler par inspection visuelle. La corrosion de l'armature a été choisie par 69 % des participants. Les fissures diagonales étaient les défauts les moins courants, signalés par 6 % des participants seulement. Le MTQ a déclaré que les défauts de dalle les plus courants sont la corrosion de l'armature et le délaminage.

Les participants à l'enquête ont relevé les facteurs courants de détérioration des dalles de ponts à partir d'une liste qui incluait ce qui suit : facteurs relatifs au pont (âge, structure, conception, construction et qualité des matériaux), conditions environnementales et météorologiques (précipitations, attaque par les ions chlorures, activités sismiques, etc.), facteurs relatifs à la circulation et à l'entretien, et autres facteurs. La Figure 4.5 illustre les facteurs relatifs aux conditions environnementales et météorologiques, qui ont été choisis par 80 % des participants. Vient en deuxième, avec 50 %, la détérioration due à un mauvais entretien ou à un manque d'entretien. Le MTQ a également établi que les

conditions environnementales et météorologiques sont les facteurs de détérioration des dalles les plus courants.

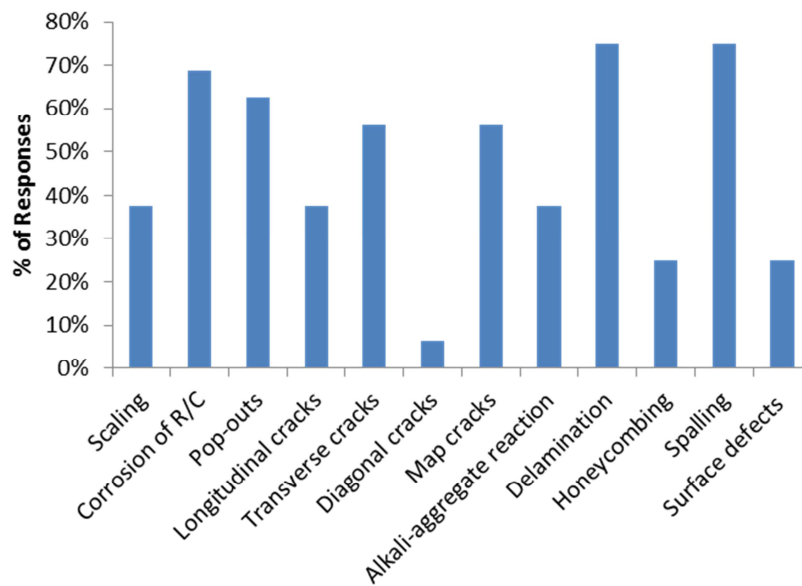


Figure 4.4 Les défauts communs des dalles de ponts

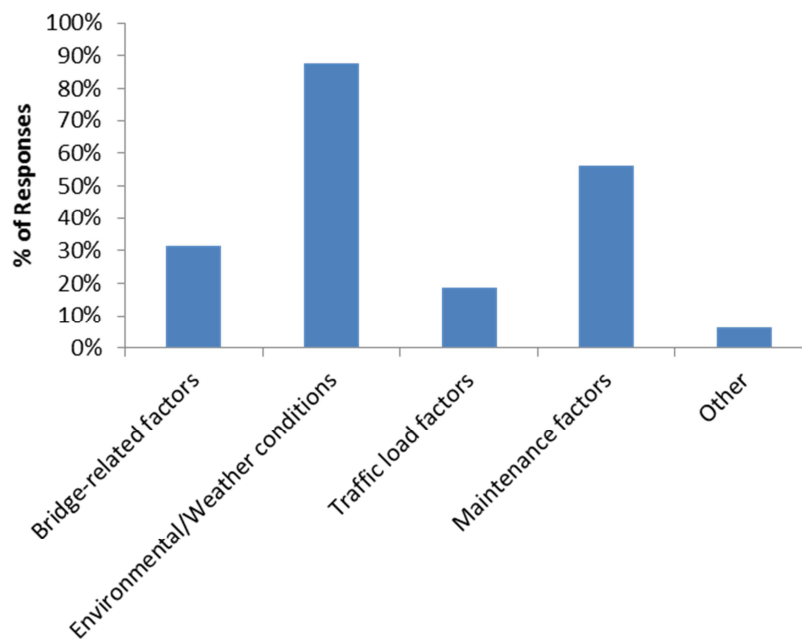


Figure 4.5 Les facteurs de détérioration communs des dalles de ponts

4.2.1.3 Poutres de ponts

En ce qui a trait à la question 7, selon les réponses des participants, l'inspection visuelle est la seule ou la principale méthode d'évaluation des poutres de ponts (94 %). Le martelage, qui a été choisi par 55 % des participants, ressort aussi comme étant une méthode importante. Le marquage des fissures au crayon, le carottage et le dimensionnement ont également été mentionnés. Le MTQ emploie pareillement les méthodes d'inspection visuelle et de martelage pour inspecter les poutres de ponts. La Figure 4.6 illustre les défauts des poutres de ponts les plus courants selon les choix faits par les participants à l'enquête dans une liste de défauts possibles. Les éclatements sont les défauts les plus courants (94 %) que présentent les poutres de ponts. En second vient le délaminage (75 %). Le MTQ a constaté que la corrosion de l'armature, le délaminage et les éclatements constituent la plus grande part des défauts des poutres de ponts en béton. En ce qui concerne la question 9, les conditions environnementales et météorologiques (précipitations, attaque par les ions chlorures, activités sismiques, etc.) ont été établies comme étant les facteurs de détérioration des poutres de ponts en béton les plus courants, suivis par ceux du manque d'entretien. Les déficiences du système de drainage ont été mentionnées une fois dans la catégorie « autres » des facteurs contribuant à la détérioration, comme l'illustre la Figure 4.7

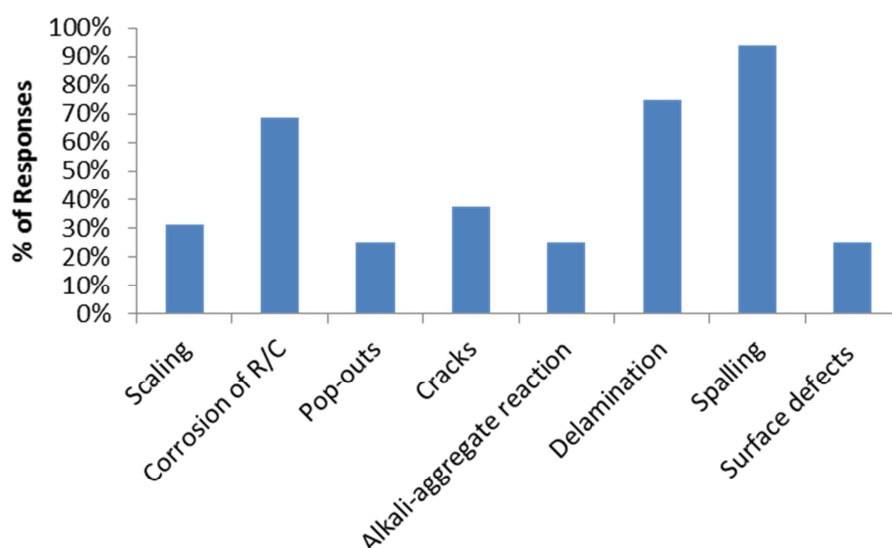


Figure 4.6 Les défauts communs des poutres de ponts

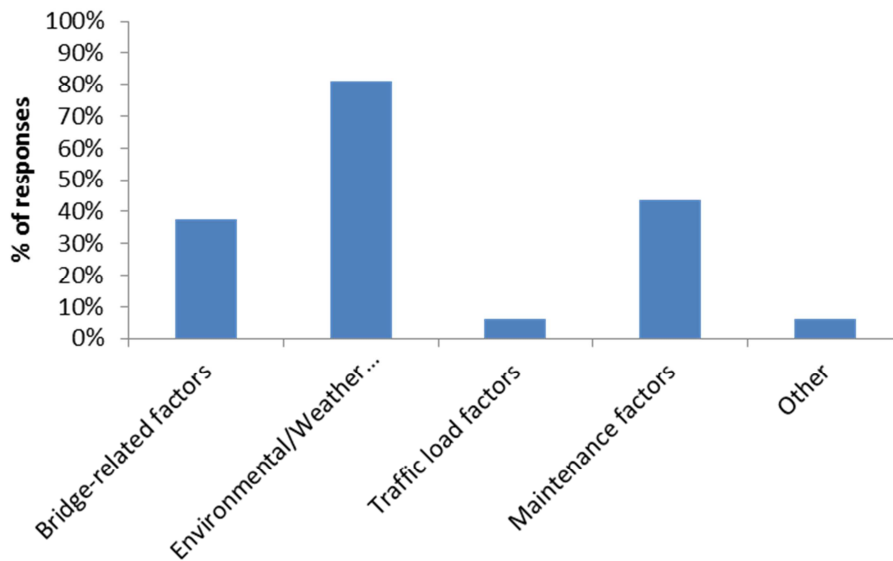


Figure 4.7 Les facteurs de détérioration communs des poutres de ponts

4.2.1.4 Piles et culées de ponts

Les renseignements quant aux piles et aux culées de ponts sont traités aux questions 10 à 12 et résumés aux Figure 4.8 à Figure 4.10. Tous les participants à l'enquête ont signalé que l'inspection visuelle est la méthode la plus courante employée pour l'inspection des piles et culées de ponts. Au deuxième rang vient le martelage, méthode employée pour localiser les zones sous la surface où il y a délamination. Les autres méthodes employées sont illustrées à la Figure 4.8. Le MTQ a indiqué qu'il employait l'inspection visuelle et le martelage pour l'inspection des piles et culées de ponts. En ce qui a trait aux défauts les plus couramment détectés sur les piles et culées de ponts, les participants à l'enquête devaient les sélectionner dans une liste de défauts possibles, selon leur expérience et leur jugement. Comme l'illustre la Figure 4.9, tous les participants ont indiqué que les éclatements sont les défauts les plus courants des piles et culées de ponts. Le MTQ a également indiqué comme défauts les plus courants des piles et culées de ponts les éclatements, en plus de la corrosion de l'armature et du délaminage.

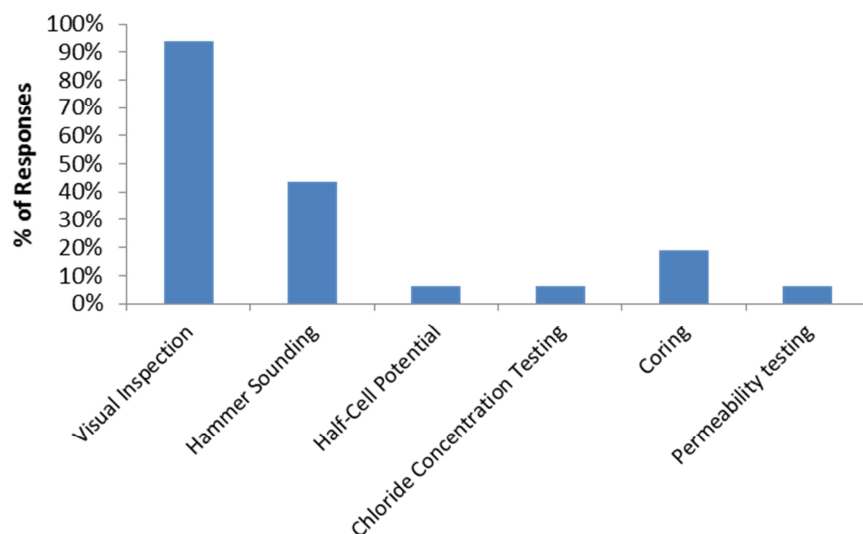


Figure 4.8 Les méthodes d'évaluation les plus utilisées pour les piles et les culées de ponts

Les participants à l'enquête devaient aussi choisir les facteurs de détérioration les plus courants des piles et des culées de ponts dans une liste fournie qui se trouve à la Figure 4.10. Le MTQ indique les facteurs relatifs au pont (âge, structure, conception, qualité de la construction et des matériels), les conditions environnementales et météorologiques (précipitations, attaque par les ions chlorures, activités sismiques, etc.) et les déficiences de joint de dalle, comme facteurs de détérioration des piles et des culées de ponts.

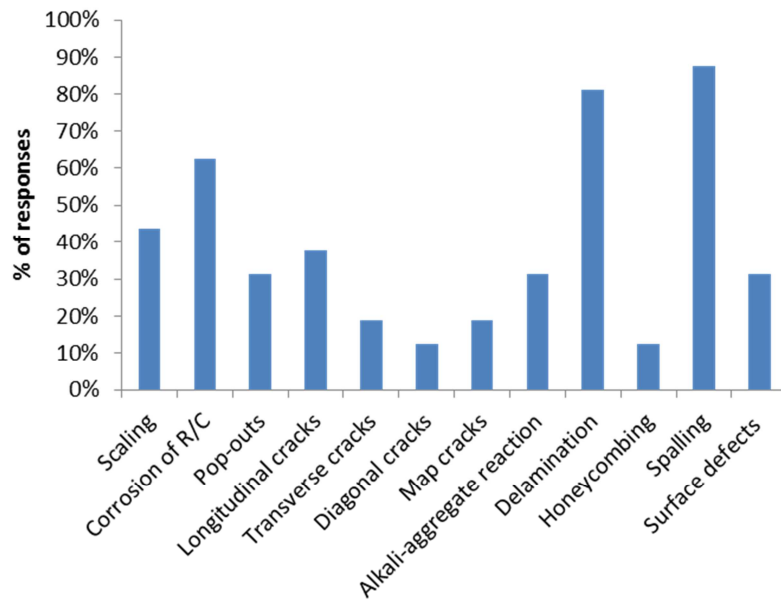


Figure 4.9 Les défauts communs des piles et des culées de ponts

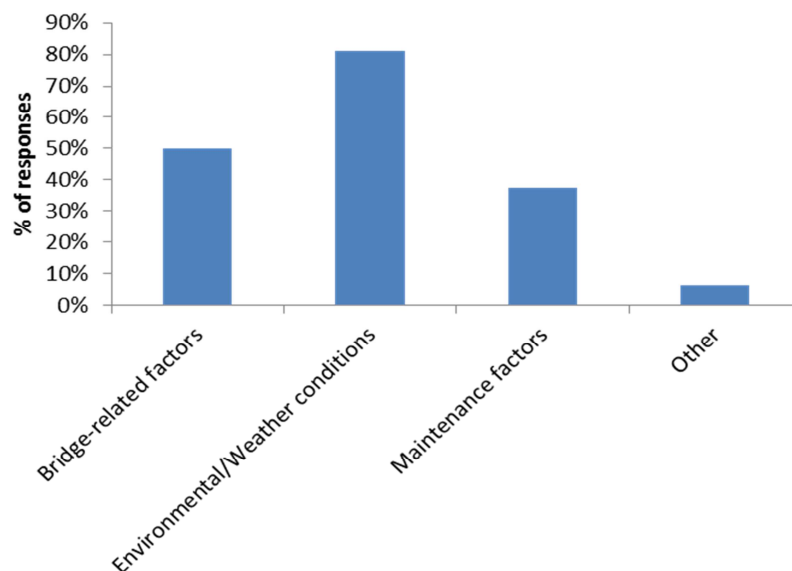


Figure 4.10 Les facteurs communs de détérioration des piles et des culées de ponts

4.2.2 *Pratiques d'entretien, de réparation et de réhabilitation des ponts*

4.2.2.1 *Dalles de ponts*

En ce qui a trait aux types d'interventions communes effectuées sur les dalles de ponts, la plupart des participants à l'enquête ont sélectionné « réparation ». Les entretiens « préventifs » et « périodiques » sont également des interventions très communes. Cependant, les interventions visant à « élargir », à « laver » et à « étanchéifier » sont moins fréquentes. En ce qui a trait au temps nécessaire pour effectuer les types d'interventions ci-dessus et la fréquence recommandée, les réponses sont résumées au

Tableau 4.3 et illustrées à la Figure 4.11. On peut facilement conclure que les différentes interventions sont généralement effectuées lorsqu'elles sont nécessaires ou lorsque la détérioration est très étendue. Le MTQ a indiqué qu'une intervention est effectuée lorsque la détérioration est considérable et lorsqu'il s'agit d'une exigence fonctionnelle causée, par exemple, par une augmentation de la circulation. De plus, le MTQ constate aussi que l'installation de membrane et la pose d'enrobé bitumineux sont des pratiques courantes liées aux interventions propres aux dalles.

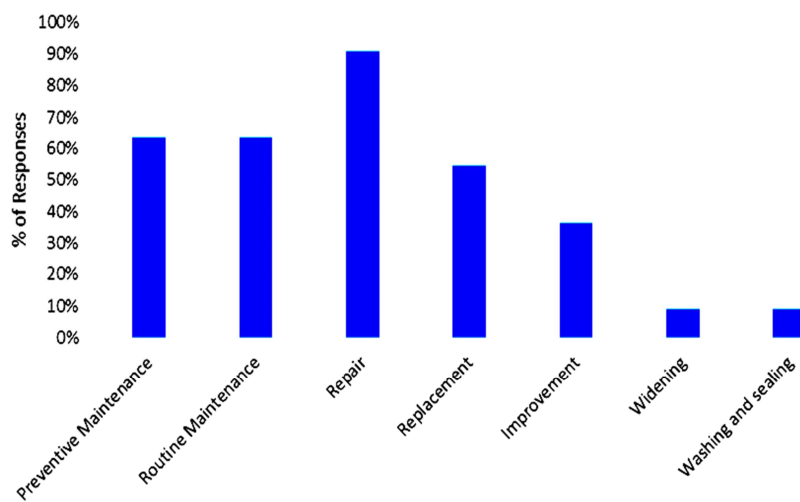


Figure 4.11 Types d'intervention pour les dalles de pont

Tableau 4.3 Action suggérée et sa fréquence pour les dalles de ponts

Dalle de pont		
Type d'intervention	Action suggérée	Fréquence suggérée
Entretien préventif	Application d'une membrane imperméable Lavage de la dalle Peinture des poutres Lavage des ponts Application de silane	Si ce n'est pas déjà fait
		Au besoin
Entretien périodique	Lavage et enlèvement de débris Étanchéité de la dalle	Une fois par année Chaque année pour les grands ponts, tous les 3 ans pour les autres Tous les 4 ans
Réparation	Zones à risque élevé de corrosion et de délaminage; application de béton projeté sur les soffites Colmatage de fissures Réparation de béton Réparation de joint	Selon l'inspection
Remplacement	Remplacement d'asphalte Coût de réparation non justifié Application d'une membrane d'asphalte modifiée par polymères ou remplacement de la couche d'usure Remplacement de la dalle Remplacement de joints de dilatation	Tous les 15 ans
		Tous les 18 ans
		Tous les 50 ans
Amélioration	Application de béton projeté sur les soffites; utilisation de plastique renforcé de fibres afin d'augmenter la rigidité Élargissement Élargissement ou ajout d'un trottoir Alignement Amélioration des glissières	Au besoin

4.2.2.2 Poutres de ponts

La « réparation » a une fois de plus été choisie comme étant l'intervention la plus courante en ce qui concerne les poutres de pont. Le « remplacement » des poutres de ponts vient en deuxième parmi les types d'intervention les plus courants, alors que le « renforcement » est celui qui a été sélectionné le moins souvent par les participants à l'enquête. Le MTQ a indiqué

les types d'interventions suivants en ce qui a trait aux poutres de ponts : entretien préventif, réparation, remplacement, renforcement. La Figure 4.12 et le résumé des mesures liées aux types d'interventions sélectionnés et leur fréquence. En tenant compte des types d'interventions courantes visant les poutres de ponts et de leur fréquence, on peut conclure que les interventions sont effectuées lorsqu'elles sont nécessaires, la plupart du temps, soit lorsqu'un défaut grave constitue une menace pour la sécurité du pont. Le MTQ a indiqué que les interventions sont faites lorsque le pont est menacé sur le plan structural. Selon le MTQ, les mesures liées aux types d'interventions en ce qui concerne les poutres de ponts sont les suivantes : peinture des poutres, protection de la surface.

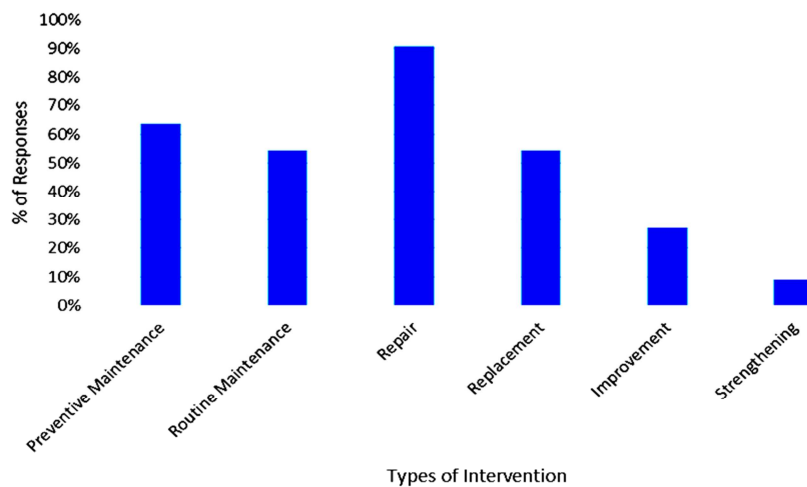


Figure 4.12 Types d'intervention pour les poutres de ponts

Tableau 4.4 Action suggérée et sa fréquence pour les poutres de ponts

Poutres de ponts		
Type d'intervention	Action suggérée	Fréquence suggérée
Entretien préventif	Arrosage/lavage des poutres d'acier, particulièrement les poutres extérieures Peinture et lavage Enlèvement des morceaux de béton libres Lavage du pont	Au besoin
Entretien périodique	Étanchéité Enlèvement des débris	
Réparation	Revêtement des poutres d'acier Réparation des poutres de béton heurtées par des véhicules Redressement à chaud des poutres d'acier heurtées par des véhicules Obturation de fissures par injection dans le béton Réparation de béton	Au besoin
Remplacement	Remplacement de poutres Remplacement ou redressement de poutres, selon le cas	Tous les 50 ans minimum
Amélioration	Raccord de plaques de renforcement à l'âme et à la membrure des poutres Peinture	Au besoin

4.2.2.3 Piles et culées de pont

Les types d'interventions courantes relevées en ce qui concerne les piles et culées de pont suivent la même tendance que ceux des dalles et des poutres de pont. Comme l'illustre la Figure 4.13, la « réparation » a été choisie comme la plus courante par les participants à l'enquête, alors que l'« élargissement » n'est pas fréquent. Le MTQ a fait état des types d'intervention suivants en ce qui concerne les piles et culées de pont : entretien préventif, réparation, remplacement et élargissement (rarement). Le

Tableau 4.5 résume les mesures liées aux types d'intervention sélectionnés et la fréquence à laquelle elles sont employées.

Tableau 4.5 Action suggérée et sa fréquence pour les piles et les culées de pont

Piles et culées de pont		
Type d'intervention	Action suggérée	Fréquence suggérée
Entretien préventif	Lavage et nettoyage des joints de culée Peinture Protection de la surface Lavage du pont	
Entretien périodique	Étanchéité Enlèvement des débris	
Réparation	Zones éclatées et où il y a délaminage Joints articulés déficients Réparation des éclatements Réparation de béton	Selon l'inspection semestrielle (1 ou 2 ans)
Remplacement	Remplacement de la superstructure Joints articulés déficients Remplacement des éléments en bois	Lorsque prévu
Amélioration	Remplacement des joints articulés ordinaires par des culées semi-intégrées Amélioration du plus grand nombre d'éléments possible Peinture des poutres	

D'après les résultats ci-dessus, on peut conclure que les interventions principales sont effectuées seulement lorsqu'elles sont vraiment nécessaires, ce qui laisse soupçonner l'incidence des coûts élevés et des difficultés de mise en œuvre des décisions correspondantes relatives aux interventions. De plus, le MTQ a rapporté que, parfois, le remplacement a lieu lorsque le remplacement de la superstructure est prévu. En ce qui concerne les mesures liées aux types d'intervention pour les piles et les culées de pont, le MTQ a indiqué que la décision de procéder à une réparation ou à un remplacement dépend de l'ampleur des défauts en question.

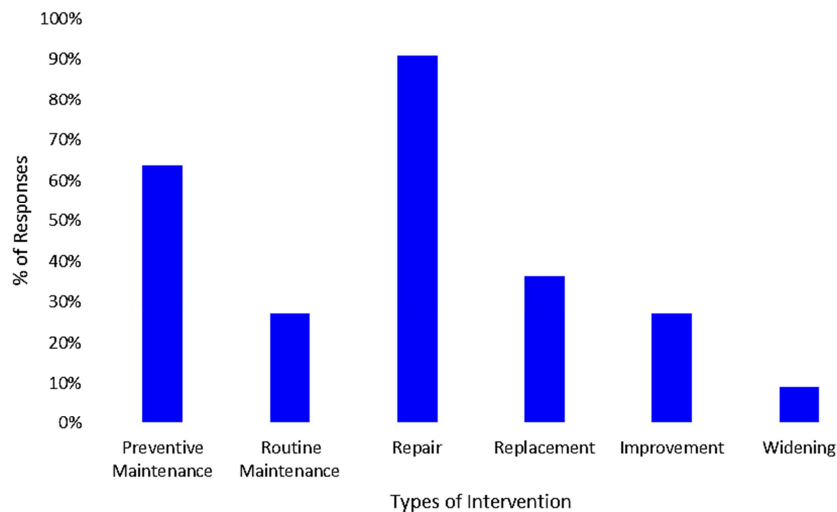


Figure 4.13 Types d'intervention pour les piles et les culées de pont

4.2.3 Prise de décisions et systèmes de gestion des ponts

4.2.3.1 Prise de décisions

Comme on peut le déduire de la Figure 4.14, pour ce qui est de prendre la bonne décision concernant l'intervention, le processus décisionnel et le jugement des ingénieurs sont tous les deux jugés importants lorsqu'il s'agit de choisir l'intervention ou la mesure qui convient. Cependant, seul le jugement des ingénieurs a été sélectionné par tous les participants à l'enquête. Ce choix révèle que l'on se fie avant tout à l'expérience d'un professionnel quand vient le temps de prendre les mesures nécessaires et de préparer les plans d'intervention. Le MTQ a rapporté qu'on fait appel au jugement des ingénieurs et au processus décisionnel pour choisir l'intervention qui convient.

En ce qui a trait à l'utilisation d'un modèle d'évaluation de l'état standard comme le montre la Figure 4.16 Les professionnels de la prise de décision, certains des organismes de transport interrogés n'en ont toujours pas, alors que d'autres utilisent des mécanismes semblables à ceux qui sont décrits dans des rapports précédents, y compris le National Bridge Inventory (NBI), Pontis, et l'indice d'état de ponts (BCI). Le MTQ a indiqué que le système d'inspection qu'il utilise repose sur des critères standards d'évaluation de l'état. À l'avenir, il prévoit utiliser un module de planification stratégique.

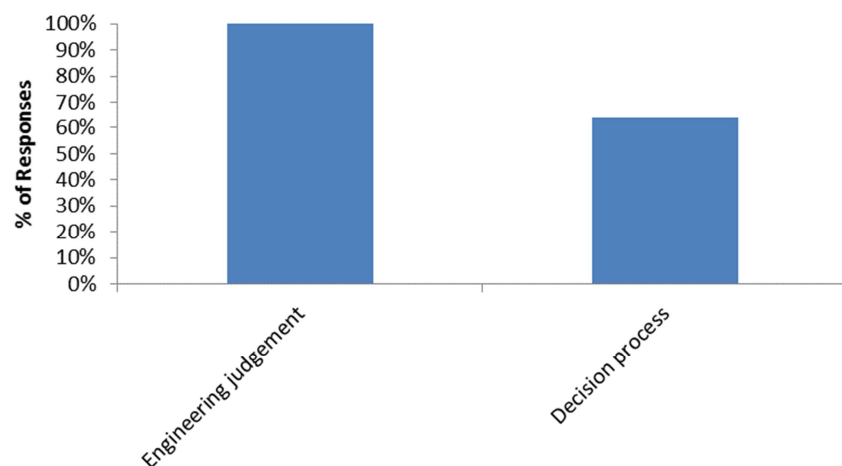


Figure 4.14 **Décision d'une intervention appropriée**

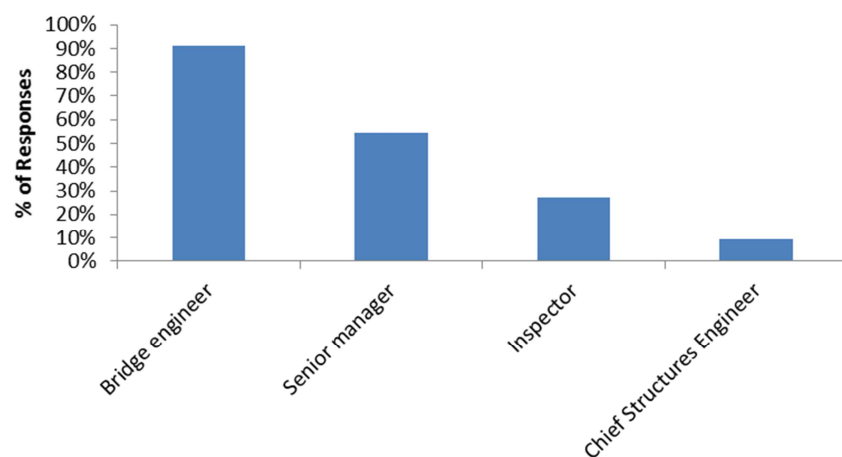


Figure 4.15 **Utilisation d'un modèle standard d'évaluation de l'état**

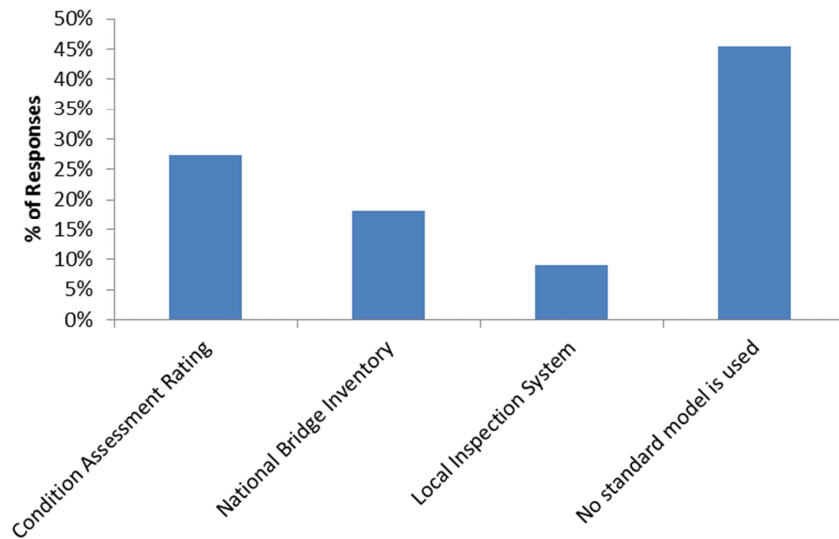


Figure 4.16 Les professionnels de la prise de décision

La Figure 4.15 Utilisation d'un modèle standard d'évaluation de l permet de conclure que la réponse qui a été sélectionnée le plus souvent en ce qui a trait aux décideurs est « ingénieur de pont ». Une fois que le vote est allé au jugement des ingénieurs comme étant l'outil le plus efficace pour la prise de décisions sur les interventions, il est logique que les ingénieurs de pont aient été ceux qui prennent la plupart des décisions à cet égard. Le MTQ a rapporté que l'ingénieur de pont et le gestionnaire principal sont tous deux les professionnels en mesure de décider.

De plus, comme le montre la Figure 4.17, la plupart des organismes de transport n'utilisent pas de tels systèmes servant à prédire la détérioration. Quelques organismes utilisent le modèle markovien, qui est essentiellement identique à la méthode appliquée par Pontis. Certains ont déclaré que leur système de prédiction ne fonctionne pas très bien, et aucun n'en confirme l'efficacité. Le MTQ a rapporté qu'une fois qu'un module de planification sera en place, il mettra en œuvre un système servant à prédire la détérioration.

Comme l'illustre la Figure 4.18, la sécurité publique en ce qui concerne les critères de décision, on remarque d'après les résultats que la sécurité publique, dont témoignent la « sécurité et l'état du pont » dans l'enquête, peut être considérée comme le facteur le plus important dans la prise de décisions. On pouvait s'attendre à ce résultat, puisque la priorité pour n'importe quelle

infrastructure est de veiller à ce qu'elle puisse être utilisée en toute sécurité par la population. Le MTQ a indiqué que les critères de prise de décision les plus importants sont la sécurité et l'état du pont, les coûts et le jugement des ingénieurs responsables.

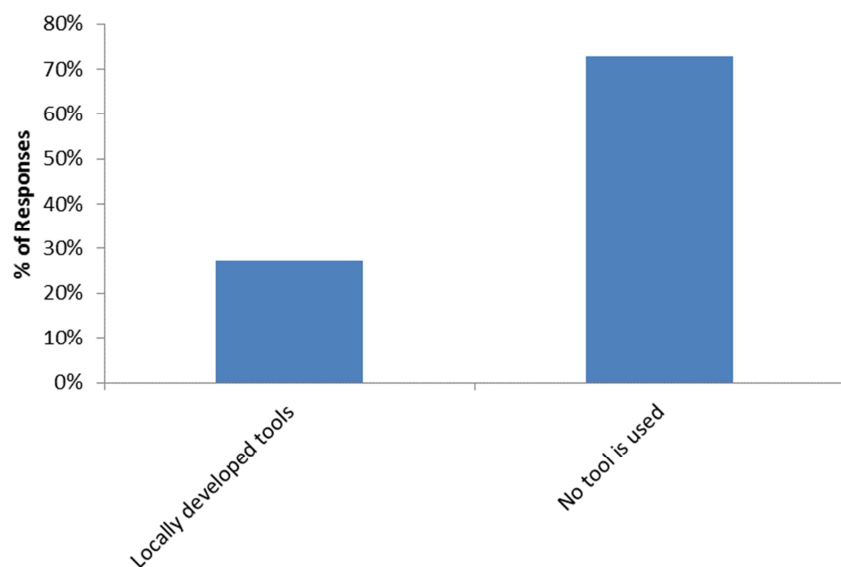


Figure 4.17 L'utilisation des outils pour prévoir la détérioration

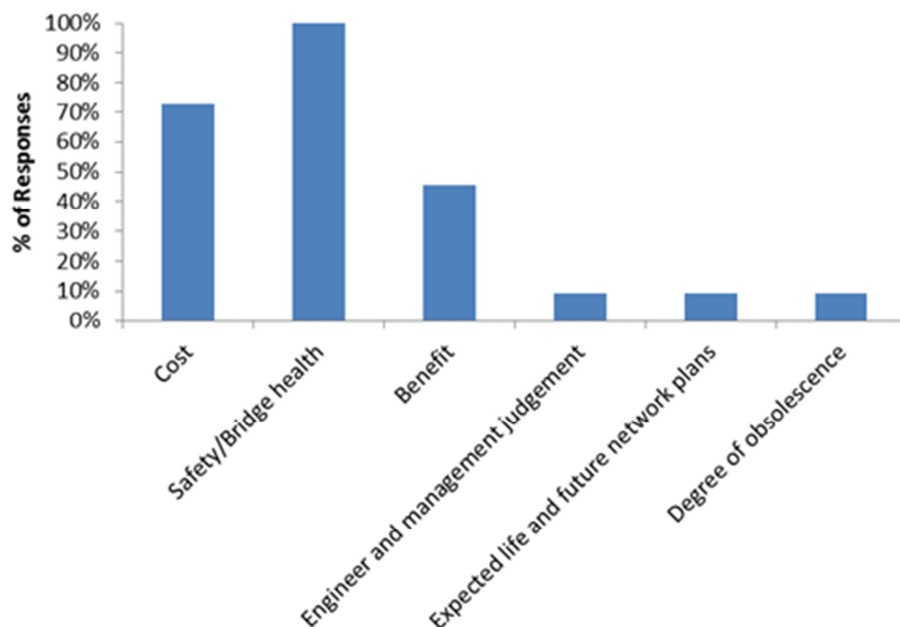


Figure 4.18 Critères décisionnels

En ce qui concerne le processus global de prise de décisions, notamment pour la sélection et l'ordre de priorité des projets, et l'affectation de budgets, voici des réponses à noter :

- **LB-QC** : À l'échelle du projet, ce sont principalement les autorités régionales qui sont responsables du processus d'approbation. Par contre, à l'échelle du réseau, l'approbation est plutôt une responsabilité nationale. De plus, les grands projets nécessitent l'approbation des hautes instances.
- **TH-AB** : Des données d'inspection et d'enquête sont recueillies sur les dalles d'environ 500 ponts. Les besoins sont ensuite évalués au stade de l'inspection, et les interventions nécessaires durant le cycle de vie des ponts sont établies durant les enquêtes sur les dalles. Des tables rondes sont organisées afin d'étudier les possibilités de projet et de fixer l'ordre de priorité des besoins en matière d'entretien, puisque les ressources sont insuffisantes pour accomplir tout ce qui a été relevé. Des réunions périodiques auxquelles participent, entre autres, les services municipaux et les responsables de la planification des transports sont tenues afin de déterminer les ponts à conserver et à rénover, et ceux qui devront être laissés à l'abandon.
- **WL-NS** : Une liste des priorités est utilisée.
- **CR-NS** : Lorsque cela devient nécessaire ou durant les travaux d'asphaltage si le pont est visé par un projet d'immobilisation.
- **RK-FL** : Les rapports d'inspection de ponts sont étudiés par un comité de district présidé par l'ingénieur responsable de l'entretien des structures du district. Il se base sur son jugement pour prendre des décisions relatives à l'entretien, à la réparation, à la réhabilitation ou au remplacement. La Direction des structures étudie les dossiers des districts afin de s'assurer que les politiques et les procédures sont respectées.
- **TJ-PN** : Selon le budget.
- **RY-ON** : La priorisation des interventions est établie selon l'état de la structure, puis la sélection de projets, les économies d'échelle du projet et les fonds disponibles.
- **WK-ON, GT-SK** : Sans objet

On remarque, selon les réponses obtenues, que les procédures varient d'un organisme de transport interrogé à un autre. Cependant, les besoins en matière d'entretien des ponts sont d'abord déterminés à l'échelle locale. La sélection et l'établissement des priorités sont effectués ensuite à l'échelle du réseau par des organismes de plus hautes instances. Généralement, comme outils d'optimisation pour le SGP, on a recours à des méthodes fondées sur les coûts du cycle de vie et le rapport coûts-avantages. C'est ce que semblent confirmer les réponses aux questions visant la technique d'optimisation utilisée, comme l'illustre la Figure 4.19. Le MTQ a indiqué un recours non systématique à des techniques d'optimisation : coûts du cycle de vie, analyse des coûts-avantages et quelques autres indices et facteurs.

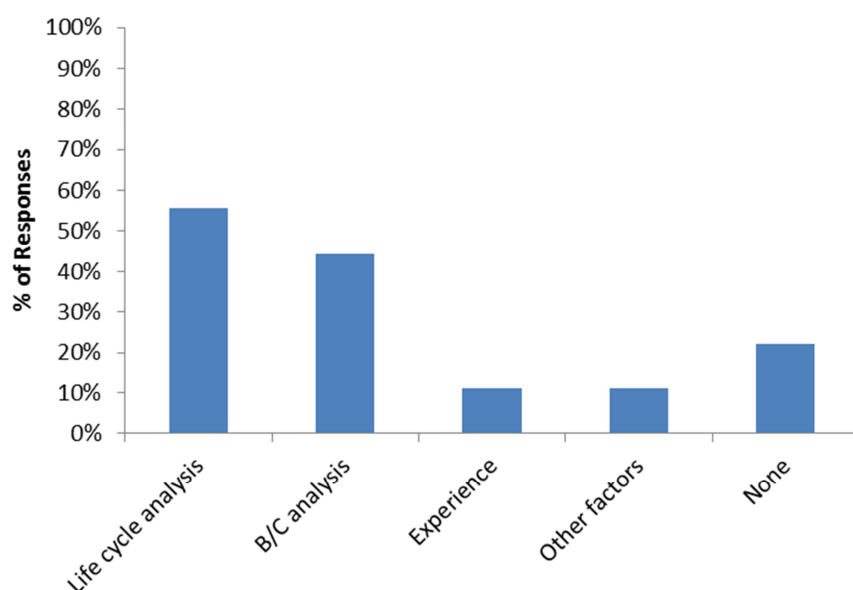


Figure 4.19 Techniques d'optimisation

En ce qui concerne les paramètres qui nécessitent une intervention, le Tableau 4.6 présente les facteurs de priorisation menant à la décision de procéder soit à une réhabilitation, soit à un remplacement. Même si les réponses à la question sur l'ordre de priorité en matière de réhabilitation varient d'un professionnel des ponts à un autre, on peut en tirer des renseignements sur certains facteurs. Par exemple, il est évident, selon le tableau, que l'emplacement géographique et le type de renforcement sont les facteurs ayant le moins d'incidence sur la décision de réparer ou de remplacer un pont donné. On peut conclure en quelque sorte que le « coût » est le facteur le plus important, quoique la voie d'accès à la circulation et la durée de vie résiduelle soient également importantes.

Le MTQ a affirmé que les facteurs par ordre de priorité qui permettent de déterminer si les ponts devraient être réhabilités ou remplacés sont les suivants, du plus important au moins important : coût, durée de vie résiduelle, voie d'accès à la circulation, emplacement géographique, et enfin, type de renforcement.

Tableau 4.6 Décision de réhabilitation ou de remplacement

Priorité	1 ^{er}	2 ^e	3 ^e	4 ^e	5 ^e
LB-QC	Coût	Durée de vie résiduelle	Voie d'accès à la circulation	Emplacement géographique	Type de renforcement
WK-ON	Durée de vie résiduelle	Coût	Voie d'accès à la circulation	Emplacement géographique	Type de renforcement
TH-AB	Voie d'accès à la circulation	Durée de vie résiduelle	Coût	Emplacement géographique	Type de renforcement
WL-NS	Coût	Emplacement géographique	Voie d'accès à la circulation	Type de renforcement	Durée de vie résiduelle
CR-NS	-	-	-	-	-
GT-SK	Durée de vie résiduelle	Coût	Voie d'accès à la circulation	Type de renforcement	Emplacement géographique
RK-FL	Durée de vie résiduelle	Coût	-		-
TJ-PN	Durée de vie résiduelle	Coût	Emplacement géographique	Voie d'accès à la circulation	Type de renforcement
RY-ON	Coût	Voie d'accès à la circulation	Durée de vie résiduelle	-	-

4.2.3.2 *Systèmes de gestion de ponts*

Les réponses aux questions 9 à 13 sont résumées au Tableau 4.7 et à la Figure 4.20. Comme on peut le constater, tous les organismes de transport représentés par les professionnels ayant participé à l'enquête utilisent un SGP informatisé. Certains de ces systèmes sont plus récents que les autres, et d'autres comprennent une base de données, mais aucun modèle analytique. Le MTQ a indiqué qu'il utilise un SGP informatisé nommé « GSQ 6026 », spécialement conçu pour le Ministère en 2008.

En ce qui concerne l'utilisation des SGP, la plupart des réponses présentées à la Figure 4.20 démontrent qu'ils sont davantage utilisés comme outil de stockage et de structuration des données que pour l'analyse et la prise de décisions. Le MTQ a relaté qu'il utilise son SGP pour stocker les données, et pour l'analyse et la prise de décisions.

Tableau 4.7 **Système de gestion de ponts (SGP) informatisé**

Question	a	b	c	d
LB-QC	Oui	GSQ 6026 – système adapté développé pour le MTQ.	2008	-
WK-ON	Oui	SGP de l'Ontario	1998	-
TH-AB	Oui	Conçu à la fin des années 1990 en collaboration avec plusieurs municipalités de l'Ouest canadien.	Fin des années 1990	-
WL-NS	Oui	Base de données servant aux fins d'information seulement, aucune modélisation prédictive	2013	-
CR-NS	Oui	Conçu à l'interne à l'aide de données provenant de plusieurs sources concernées par les ponts.	2012	-
GT-SK	Oui	-	Décembre 2012	-
RK-FL	Oui	Pontis, qui sera remplacé par le Ware Bridge Management de l'AASHTO	1998	-
TJ-PN	Oui	bms2	1990	-
RY-ON	Oui	Ensemble des données d'inspection	1998	-

Les méthodes employées pour établir les facteurs de coût en vue de prendre des décisions, comme l'illustre la Figure 4.21, sont de toute évidence, variées, d'après les réponses. Ces méthodes dépendent de l'expérience antérieure et d'approches simples, dans la plupart des cas. Le MTQ a indiqué qu'il se repose surtout sur l'expérience des ingénieurs pour établir les facteurs de coût aux fins de prise de décisions.

En ce qui a trait au degré de satisfaction quant au SGP existant mis en œuvre, les réponses présentées à la Figure 4.22 sont aussi variées qu'on pouvait le prévoir. Cependant, la réponse la plus fréquente est « bon ». Cette variation dans les réponses peut s'expliquer par les budgets et les pouvoirs propres à chaque organisme de transport du Canada et des États-Unis. L'âge et la source du SGP ont également une forte incidence sur sa qualité. Au MTQ, le degré de satisfaction à l'égard du SGP est « bon ».

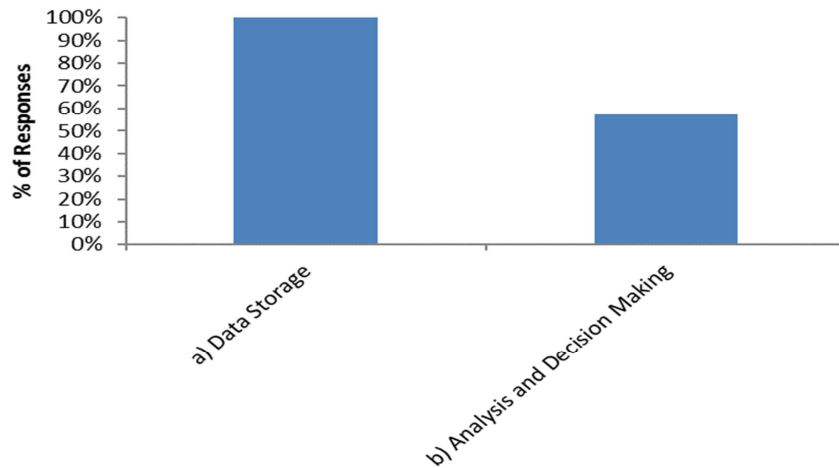


Figure 4.20 Utilisation du SGP

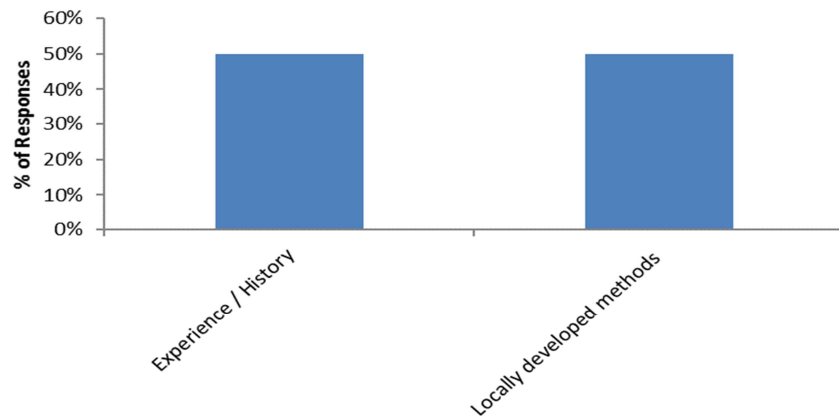


Figure 4.21 Développement des facteurs de coût pour la prise de décision

En ce qui a trait aux programmes de formation sur le SGP, comme le montre la Figure 4.23, la plupart des participants à l'enquête ont répondu que leur organisme offre effectivement une formation sur les SGP à son personnel. Cela est logique, puisque même si une personne a beaucoup d'expérience sur le SGP d'un organisme donné, il aura besoin d'une formation adéquate avant d'utiliser le SGP d'un autre organisme. En effet, comme on peut en déduire de cette enquête, les SGP peuvent varier considérablement d'un organisme de transport à un autre. Le MTQ a déclaré qu'il offre un cours de base sur la saisie de données. Une formation en ligne ou par téléphone est aussi offerte au personnel qui utilise le SGP.

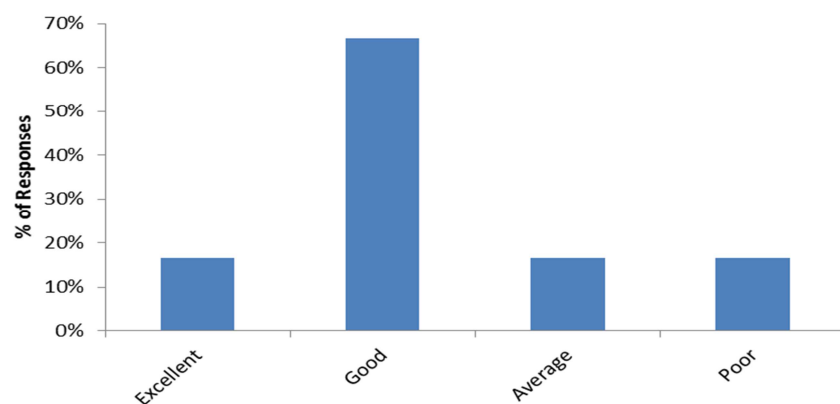


Figure 4.22 Niveau de satisfaction du SGP

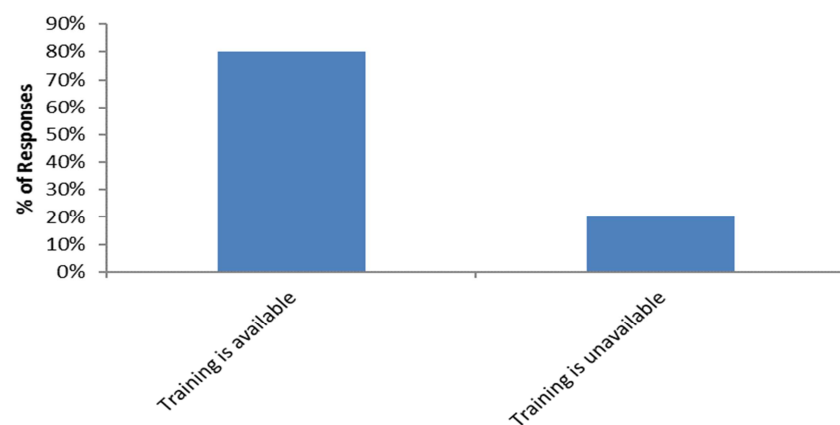


Figure 4.23 Disponibilité de la formation SGP pour le personnel

CHAPITRE 5 ÉLABORATION D'UN MODÈLE DE CORROSIVITÉ POUR LES DALLES DE PONT

L'analyse numérique des amplitudes de réflexion est la technique la plus couramment utilisée pour interpréter les données de géoradar sur les dalles de ponts en béton. Bien que l'amplitude de la réflexion à la surface du béton ou au fond de la dalle puisse être prise en considération, l'analyste déduit l'état d'une dalle de pont à partir de l'amplitude de la réflexion sur la nappe supérieure d'armature de la dalle, la plupart du temps. Le raisonnement qui sous-tend cette méthode d'évaluation repose sur le fait empirique que le béton « détérioré » ou qui est soumis à un processus de détérioration, comme le béton dans lequel des chlorures se sont infiltrés, atténue les signaux du géoradar. Il y a encore beaucoup de controverse quant aux causes exactes de cette atténuation, mais une explication simple et logique se trouve dans l'ouvrage de Tarussov et coll. (2013). Les réflexions sur les barres d'armature supérieures sont utilisées par commodité, car ces caractéristiques sont très souvent présentes dans les données de géoradar obtenues sur les ponts et elles sont faciles à repérer et à analyser même pour une personne ayant peu d'expérience sur le géoradar. Ainsi, une fois mesurée l'amplitude des réflexions aux barres d'armature supérieures sur toute la surface à l'étude, ces données sont consignées, triées et représentées sous forme de courbes de périmètre vues en plan.

5.1 Méthode d'analyse d'images

En se fondant sur l'analyse d'images du profil géoradar, Tarussov et coll. (2013) ont proposé une nouvelle méthode pour interpréter les données géoradar sur les structures en béton, en utilisant l'analyse d'images obtenues par balayage de lignes. Selon cette méthode, un analyste doit parcourir chaque profil au géoradar et marquer les régions détériorées en fonction des signes visuels de détérioration établis. Les profils ainsi traités sont ensuite combinés par un outil logiciel spécialisé afin de produire une carte de détérioration potentielle. Comme on peut le déduire, le concept de l'analyse d'images est intuitif et facile à comprendre. La procédure d'analyse détaillée est décrite et présentée aux sections suivantes.

5.1.1 Démarche proposée

Cette section présente une démarche systématique d'analyse des données de géoradar sur les dalles de béton fondées sur l'analyse d'images des profils au géoradar. Comme nous l'avons dit précédemment, l'objectif est de faire en sorte que l'analyse d'images puisse être considérée comme une méthode d'analyse de données acceptable. Cette approche consiste en cinq grandes étapes :

Étape 1 – Établir les chemins ou la grille de balayage : À cette première étape, l'inspecteur doit étudier la situation et préparer le plan de la dalle de béton à l'étude. Il doit ensuite déterminer et marquer les chemins ou la grille de balayage prévus.

Étape 2 – Recueillir les données de géoradar : En utilisant la grille de balayage établie à l'étape 1, l'inspecteur recueille les données de géoradar (profils) pour chaque ligne de balayage. Au terme de cette étape, on obtient un certain nombre de profils au géoradar pour chaque balayage. La collecte de données pour l'analyse d'images de géoradar n'est pas différente de la collecte de données faite pour l'analyse d'amplitude de réflexions.

Étape 3 – Prétraiter les données des profils au géoradar : À cette étape, avant l'analyse, on traite chaque profil au géoradar et l'on structure ces données sur une grille. Cette étape vise à corriger les coordonnées et les amplitudes. Au terme de cette étape, on obtient une grille bidimensionnelle de profils au géoradar prétraités. Contrairement aux données utilisées pour l'analyse d'amplitudes auxquelles on applique une valeur de gain constante, l'analyse d'images est effectuée sur des profils au géoradar optimisés pour être affichés après avoir été soumis à un gain différentiel approprié.

Étape 4 – Cerner les défauts causés par la corrosion et éliminer les anomalies non attribuables à la corrosion : En principe, cette étape comporte les deux tâches interdépendantes suivantes : 1) éliminer les anomalies non attribuables à la corrosion des barres d'armature; 2) cerner les défauts causés par la corrosion. Plus précisément, chacun des profils au géoradar est analysé et les régions où il y a détérioration sont marquées. La détection des défauts causés par la corrosion est fondée sur la connaissance de la structure inspectée et sur la prise en considération des paramètres suivants :

1. atténuation du signal en tenant compte des caractéristiques suivantes :

- a. amplitude aux barres d'armature supérieures;
- b. amplitude aux barres d'armature inférieures;

2. amplitude au fond de la dalle;

3. déformation des hyperboles;

4. changements de vitesse du radar;

5. fissures ou délamination visibles.

Les paramètres ci-dessus sont considérés comme offrant l'indication la plus fiable de la probabilité de corrosion (la corrosivité) à l'intérieur de la dalle. Ainsi, les facteurs à considérer pour éliminer les anomalies sans lien sont notamment :

- a. des éléments de support comme les poutres principales ou les poutres secondaires;
- b. les différences en matière d'espacement, d'alignement et de profondeur des barres d'armature;
- c. les réparations antérieures;
- d. les anomalies superficielles.

Ces facteurs sont les principales causes d'erreur dans l'analyse des données d'amplitude, mais ils sont faciles à reconnaître et à éliminer durant l'analyse d'images. Par exemple, on peut observer l'effet de l'emplacement des barres d'armature sur l'amplitude de la réflexion à la Figure 5.1, où des anomalies d'atténuation apparentes au fond de la dalle sont visibles de 19 à 20 m, de 21 à 22,5 m et de 25 à 26 m.

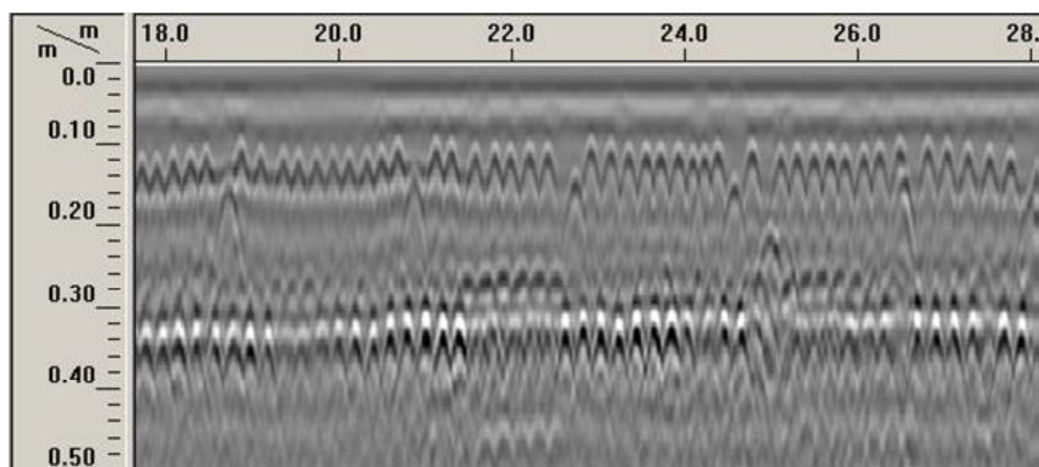


Figure 5.1 Anomalies d'atténuation en bas de la dalle, sans lien avec l'état du béton

Les anomalies d'atténuation observées sont causées par des variations dans la position des barres d'armature et ne peuvent être correctement interprétées que par l'analyse d'images du géoradar.

Étape 5 – Préparer la carte des détériorations potentielles détectées par l'analyse d'images du géoradar : À cette étape, les régions associées à chaque profil du géoradar et marquées à l'étape 4 sont superposées sur la grille préparée à l'étape 3. Une carte de tous les états de la dalle concernée est alors produite en reliant les régions de même type à partir de lignes de balayage distinctes. À l'analyse des images, les renseignements suivants sont à considérer :

- Une corrosion modérée probable qui n'est pas visible au niveau des barres d'armature supérieures est plus facile à déceler en observant l'atténuation du signal au niveau des barres d'armature inférieures.
- La nappe inférieure d'armature est généralement plus sensible à l'atténuation du signal que les barres d'armature supérieures. Cela s'explique par le fait que le signal, qui traverse une épaisseur plus importante de béton détérioré ou susceptible d'être détérioré par la corrosivité, est davantage atténué.
- Les variations observées dans le profil au géoradar de la surface en béton d'un pont asphalté sont généralement fausses. Dans les balayages géoradar normaux, la surface du béton est généralement uniforme. Cependant, les variations de profondeur de la couche

d'asphalte sont réfléchies sur le béton, puisque le fonctionnement de l'antenne s'appuie sur l'hypothèse qu'elle se déplace sur le plan horizontal.

- Un élément de support (p. ex. une poutre) peut être identifié dans un profil au géoradar, si l'on y observe les caractéristiques suivantes :
 - Le signal disparaît rapidement et l'on observe également une disparition du signal au fond (le signal au fond disparaît sans avoir subi d'atténuation ou d'affaissement précédemment).
 - De nouvelles barres d'armature apparaissent, accompagnées d'une perte soudaine du signal au fond (la configuration des barres est modifiée sur le profil au géoradar).
 - Le signal est atténué en raison de la présence d'une barre d'armature supérieure longitudinale.

En tenant compte de ces renseignements durant l'interprétation visuelle des profils au géoradar, on peut détecter la probabilité de corrosion (la corrosivité) dans le béton en évaluant le degré d'atténuation du signal dans ces profils. Par conséquent, selon l'atténuation du signal, on peut classer l'état du béton en trois catégories : (i) béton probablement en bon état, (ii) béton où il y a probablement de la corrosion modérée, et enfin, (iii) béton où il y a probablement de la corrosion importante. Le Tableau 5.1 présente les différents états probables du béton et leurs descriptions respectives.

Les étapes d'analyse d'images décrites précédemment sont suivies pour chaque profil au géoradar, tel que l'illustre la Figure 5.4. Les Figure 5.2 à Figure 5.12 mettent en évidence les différents cas d'atténuation du signal ainsi que leurs causes, en vue de clarifier le concept d'analyse d'images. Par exemple, la Figure 5.2 présente un profil au géoradar pour un pont en béton non revêtu. Le profil présente au début un fort signal qui indique que le béton est sain et en bon état à cet endroit. Le signal s'atténue alors aux deux endroits indiqués où le fond semble s'affaisser. L'atténuation du signal dans ce profil est très probablement due à des anomalies causées par la corrosion des barres d'armature. À la Figure 5.3, une forte atténuation du signal peut être observée dans le profil au géoradar, ce qui est probablement dû à une saturation du béton en chlorure et à la corrosion des barres d'armature. La zone d'atténuation est suivie d'une zone présentant un signal fort, où le béton est sain.

Tableau 5.1 Définition typique de différentes conditions par l'analyse d'image des profils de géoradar

Béton probablement sain	Béton avec corrosion modérée probable	Béton avec corrosion importante probable
La réflexion des barres d'armature est forte et claire, et a une forme hyperbolique.	La réflexion des barres d'armature est relativement faible, mais la forme hyperbolique est encore clairement visible.	Forte atténuation au niveau des barres d'armature supérieures; la forme hyperbolique de la réflexion des barres d'armature est déformée ou presque disparue.

À la Figure 5.5, une forte atténuation du signal est visible aux deux endroits indiqués. Toutefois, la cause de l'atténuation est différente dans ces deux cas. La première atténuation du signal est due à la présence d'une poutre de support. Cela peut être évident en raison de la disparition soudaine du signal au fond et de la présence claire d'un renforcement supplémentaire. La seconde atténuation est toutefois graduelle et caractérisée par un affaissement du fond. Cela indique que l'atténuation est probablement due à une anomalie causée par de la corrosion. Le signal entre ces deux zones est fort, ce qui indique un béton sain.

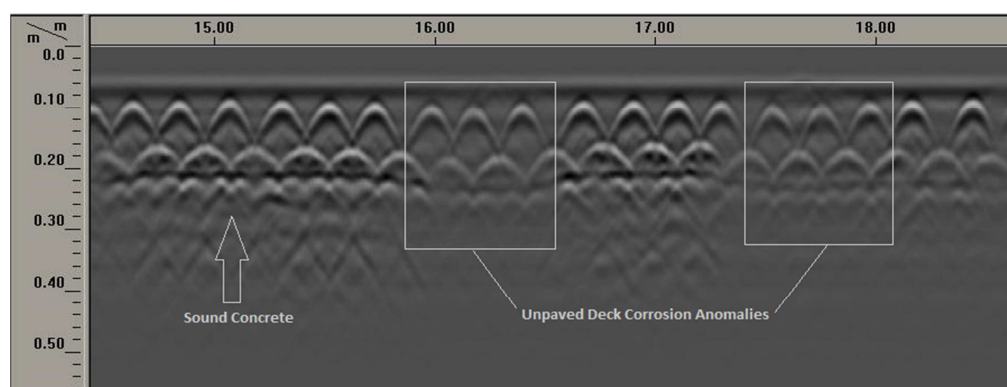


Figure 5.2 Atténuation du signal probablement causée par la corrosion de barres d'armature

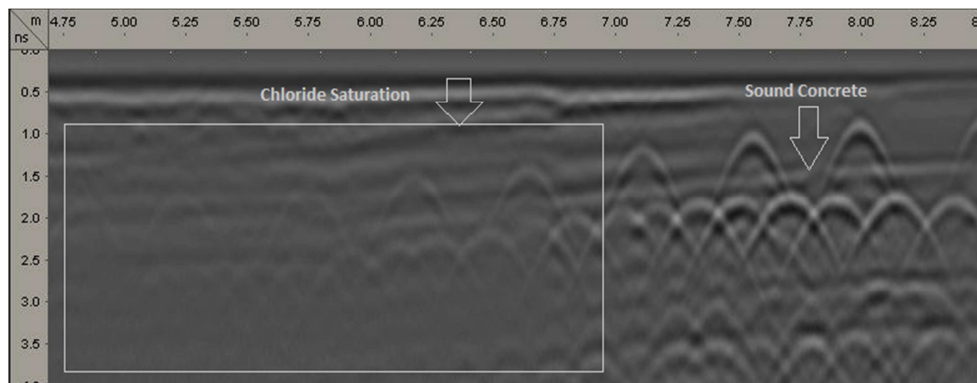


Figure 5.3 **Atténuation du signal due à la présence de chlorure dans le béton**

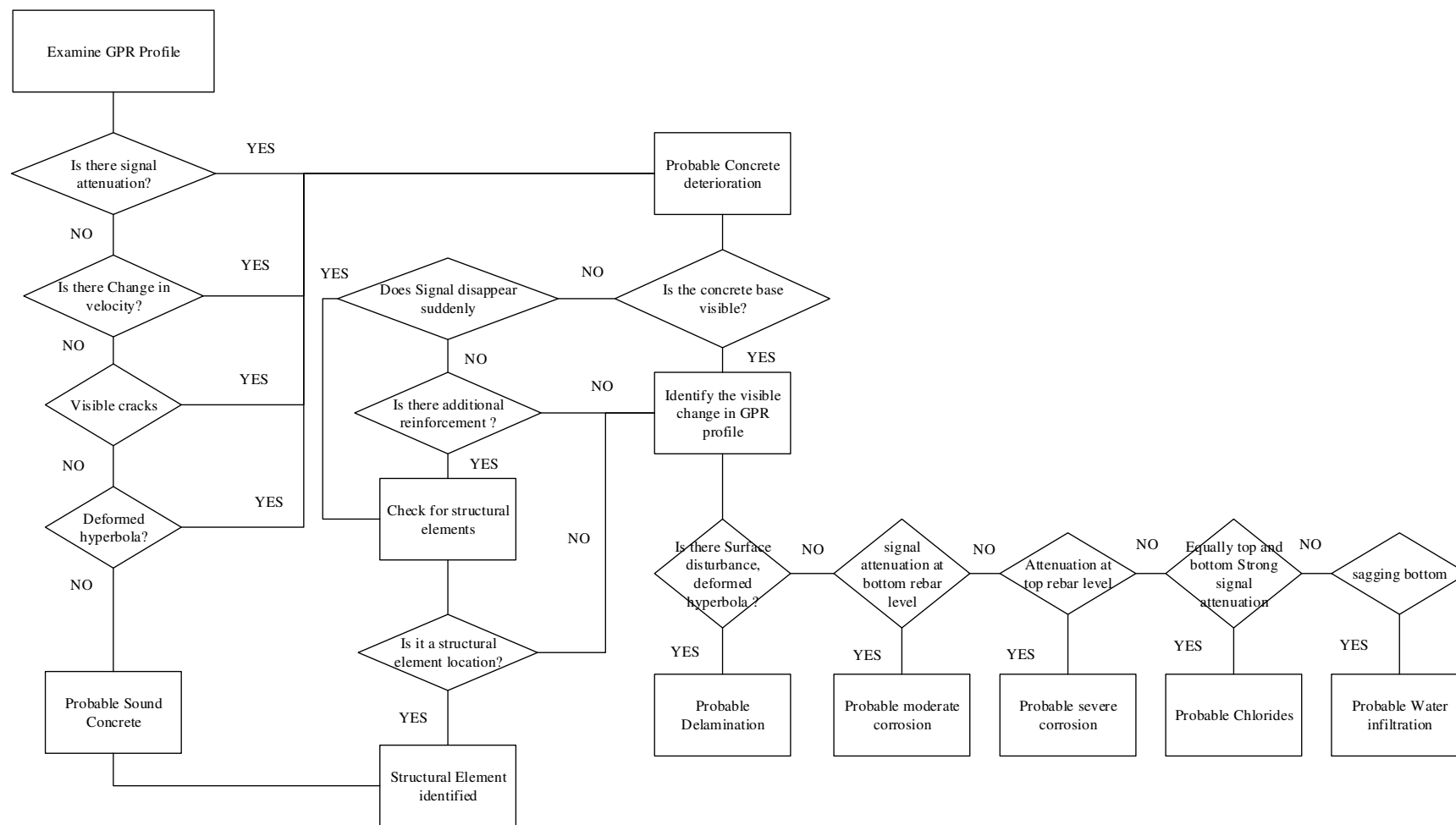


Figure 5.4 Organigramme illustrant l'interprétation de profils de géoradar sur la base d'analyse d'images

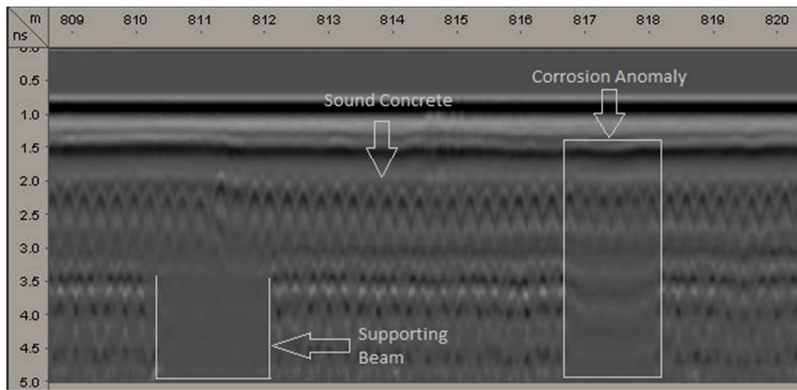


Figure 5.5 Atténuations de géoradar dues à une poutre, comparées à celles probablement dues à de la corrosion

La Figure 5.6 présente le profil au géoradar général d'une dalle de pont ayant subi une réparation à l'endroit marqué. Il est intéressant de remarquer l'atténuation du signal sous la réparation qui indique la présence d'une détérioration qui existait avant la réparation ou qui est apparue depuis. La Figure 5.7 présente différentes causes d'atténuation du signal. La première zone d'atténuation du signal indiquée est due à la présence d'un joint de dilatation en acier. La seconde atténuation est due à une coupure dans l'asphalte et à une réparation du béton, ce qui cause une distorsion du signal. À la troisième zone indiquée, on remarque une déformation de la forme hyperbolique, accompagnée de fissures visibles, ce qui est probablement dû à un délaminage et à de la corrosion.

À la Figure 5.8, le signal de géoradar est atténué deux fois dans le profil, ce qui est probablement causé par de la corrosion et du délaminage. La zone du milieu présente un béton en bon état, comme l'indique un fort signal. Le rectangle de gauche sur la Figure 5.9 montre une perturbation du signal de géoradar causée par une coupure dans la couche d'asphalte et par la réparation ultérieure de la couche de béton inférieure. Le rectangle de droite montre une atténuation du signal due à l'accumulation d'eau dans un espace situé sous la chaussée désagrégée. Cette figure illustre le fait que l'atténuation du signal peut être due à différentes causes, qui ne sont pas nécessairement liées à des défauts causés par la présence de corrosion dans le béton. La Figure 5.10 montre que des barres d'armatures alignées et décalées sont à l'origine de l'atténuation du signal de géoradar dans cette structure en béton. Elle illustre également le fait que l'atténuation du signal peut être attribuable à d'autres causes que des défauts dans le béton.

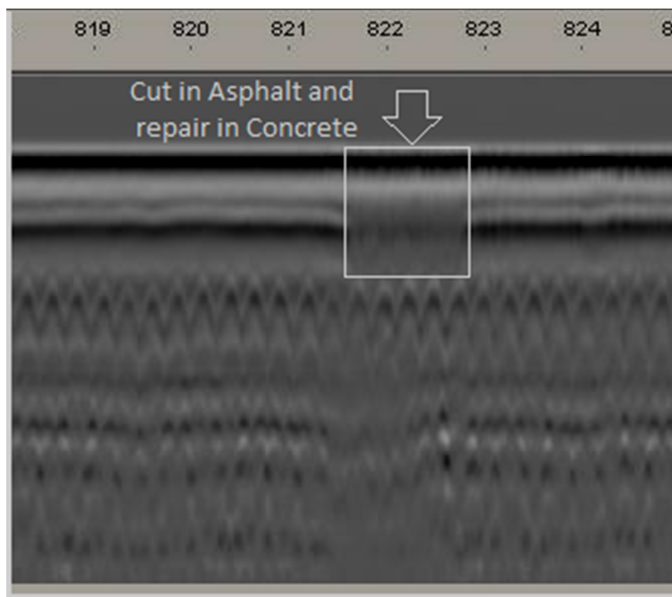


Figure 5.6 Ancienne réparation de pont; Certaines détériorations sont restantes (ou apparues plus tard) sous la partie réparée

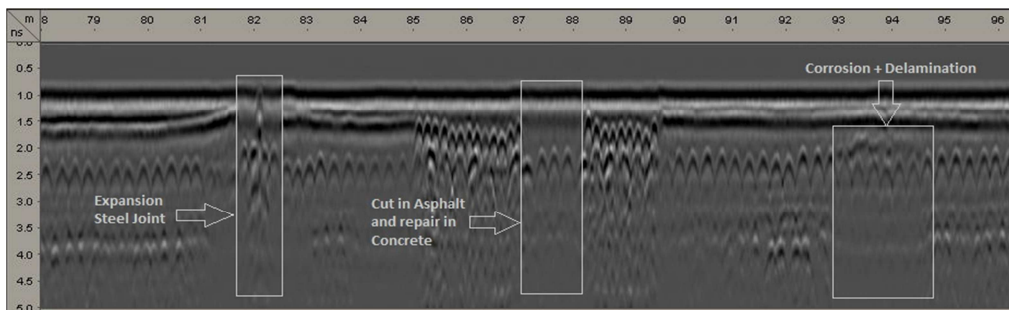


Figure 5.7 Atténuations du signal dues à différents anomalies et défauts

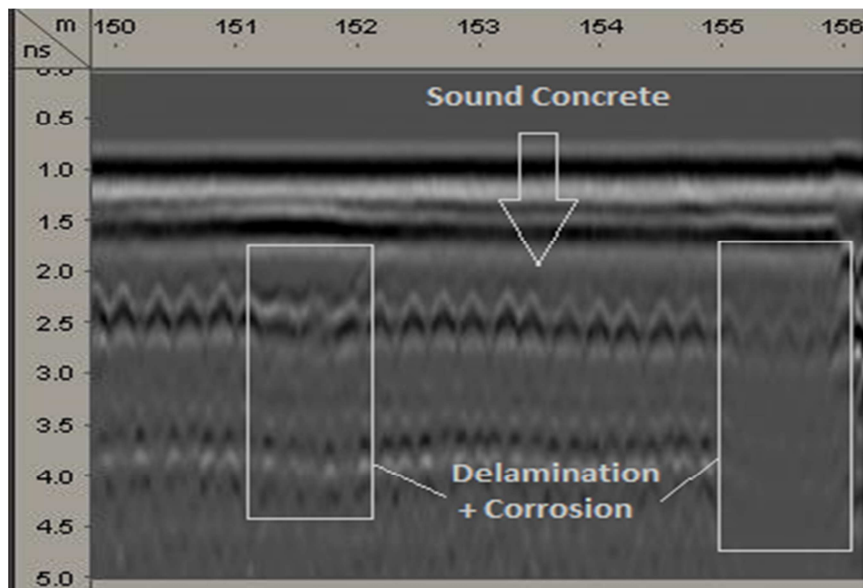


Figure 5.8 Atténuation du signal à cause du délaminage et de la corrosivité

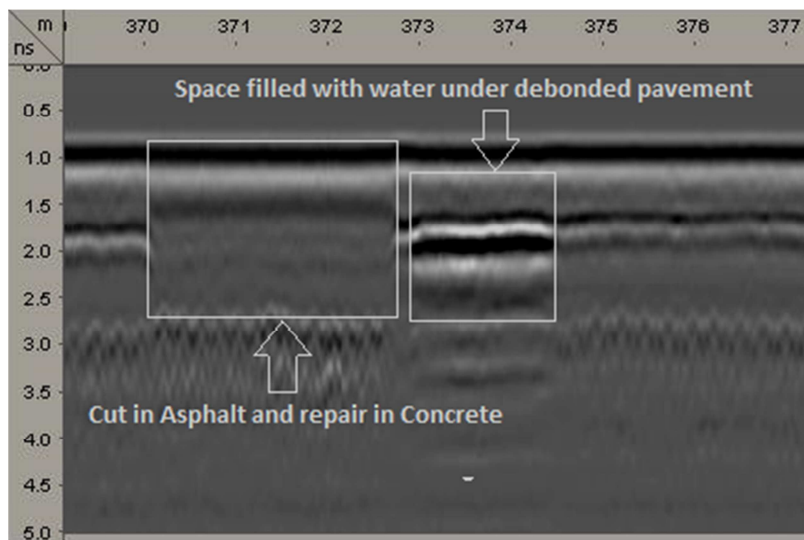


Figure 5.9 Atténuation du signal due à diverses anomalies dans le béton

La Figure 5.11 présente différentes causes d'atténuation du signal. À gauche, le signal disparaît en raison d'une poutre de support située sous un joint. Les deux zones marquées suivantes montrent une atténuation du signal et un affaissement du fond causés par la présence probable de corrosivité dans les barres d'armature. La zone marquée à la droite montre un signal de géoradar atténué en raison d'une coupe localisée dans l'asphalte et d'une réparation de la couche de béton inférieure.

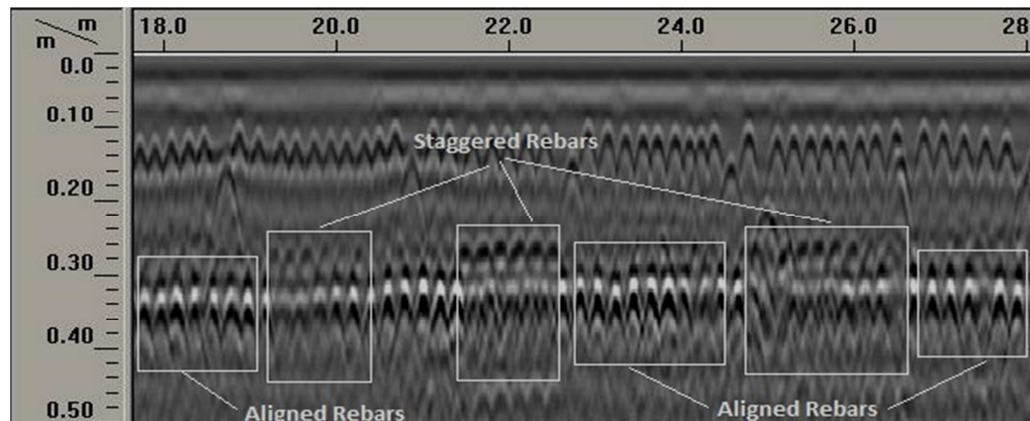


Figure 5.10 Atténuation de signal due à des barres d'armature décalées et alignées

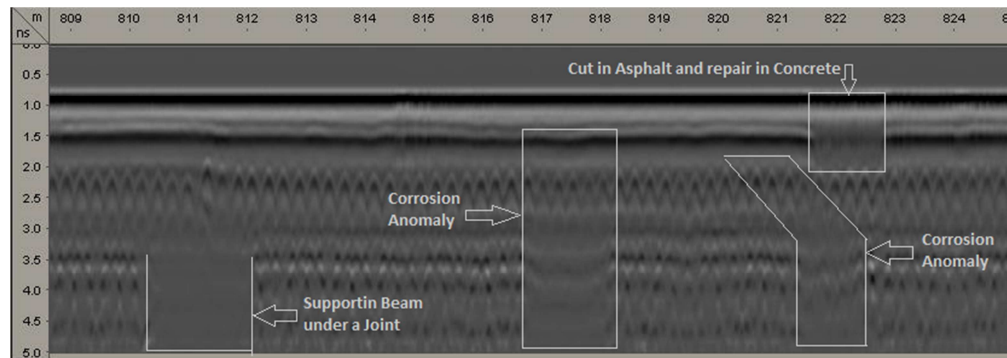


Figure 5.11 Atténuation du signal due à différents défauts et anomalies

Dans l'ensemble, les cas mentionnés ci-dessus expliquent différents concepts liés à l'analyse d'images des profils de balayage par géoradar. Ces concepts sont tous appliqués directement et intégrés simplement dans une application logicielle, comme l'illustre la Figure 5.12. Sur cette figure, les étapes principales de l'analyse d'images sont mises en application; les zones

présentant une corrosivité modérée sont marquées en jaune et les zones présentant une corrosivité importante sont marquées en rouge. Toutes ces zones marquées sont alors reportées sur la carte du pont pour montrer les zones de corrosivité et cartographier l'ensemble de la dalle. La mise en œuvre du processus complet est décrite dans le cadre d'études de cas présentées aux sections suivantes.

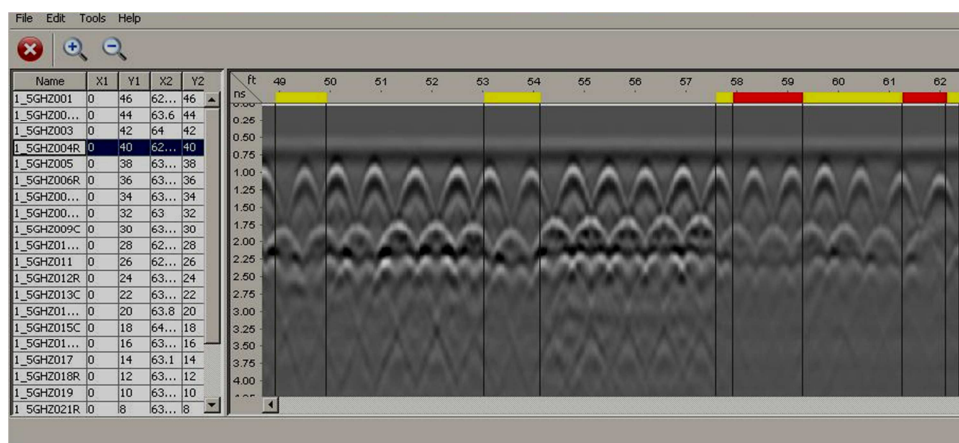


Figure 5.12 Exemple du logiciel pour l'analyse d'images

Les données recueillies ont été utilisées pour créer des cartes de corrosivité en utilisant la méthode d'amplitude des réflexions standards ainsi que la méthode d'analyse d'images proposée. Les comparaisons entre les deux méthodes révèlent que l'analyse d'images donne de meilleurs résultats. Les résultats ont été validés à l'aide d'essais destructifs et non destructifs, comme l'indique le chapitre 6 du présent document.

La plupart des ponts en béton au Québec ont un revêtement d'asphalte qui agit comme couche de roulement. C'est également le cas de tous les ponts examinés dans le cadre de cette étude. Un profil de géoradar type pour ce genre de ponts est illustré à la Figure 5.13. Comme il a été mentionné, la méthode la plus couramment utilisée pour analyser les données de géoradar d'une dalle de pont en béton est l'analyse de l'amplitude des réflexions.

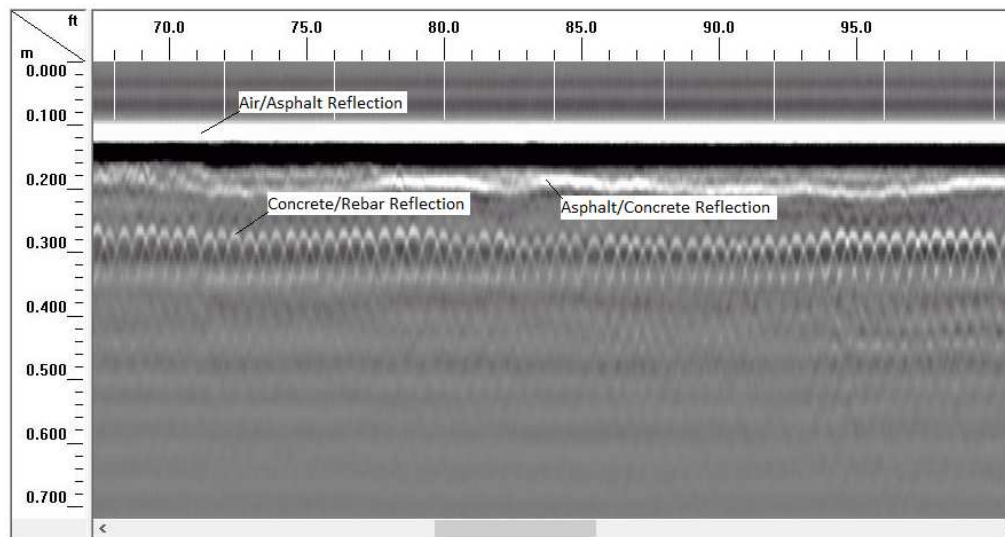


Figure 5.13 Un profil typique de GPR pour les dalles de béton avec une couche d'asphalte

5.2 Regroupement (clustering) basé sur l'étalonnage de seuil

Cette section présente de nouveaux concepts visant à perfectionner l'analyse des données du géoradar et à la rendre plus utile pour l'interprétation des signes de corrosivité par les décideurs. Comme il a été conclu dans des rapports antérieurs, les cartes de corrosivité obtenues par l'analyse de l'amplitude des réflexions ont beaucoup à offrir par leur précision et leur objectivité, mais il est nécessaire d'établir des valeurs seuils ou des échelles qui permettraient : 1) de faire une distinction entre le béton en bon état et le béton potentiellement déficient, et 2) d'interpréter facilement les résultats en vue de prendre les mesures nécessaires en matière d'entretien, de réparation et de réhabilitation. Cela a amené l'équipe à concevoir une nouvelle méthode d'étalonnage de seuil pour les données d'amplitude à l'aide d'une technique de regroupement. En outre, un autre concept est présenté dans la deuxième partie de cette section; il s'agit d'une méthode novatrice d'analyse des séries chronologiques pour les données de géoradar.

Bien que l'analyse d'images découlant des données de géoradar permette d'obtenir des cartes de corrosivité utilisant des catégories d'états particulières qui sont utiles aux gestionnaires de ponts, la détermination des états limites à l'aide d'une analyse d'images ou d'une méthode d'amplitude des réflexions est plutôt subjective. Afin d'éliminer la subjectivité des deux méthodes, une technique d'analyse améliorée est proposée dans le présent rapport. Le principe

est que si une carte détaillée de l'atténuation selon l'échelle des décibels peut être utilisée pour déterminer les niveaux relatifs de détérioration entre les pics des barres d'armature, les informations dérivées de l'analyse d'images des données du géoradar permettent de déterminer le nombre de catégories d'états de la dalle de pont concernée.

La méthode proposée fonctionne de la manière suivante. Une fois que les données d'amplitude ont été obtenues pour tous les pics des barres d'armature à l'aide du procédé classique d'analyse de l'amplitude des réflexions, l'analyste détermine, après avoir examiné les profils de géoradar, le nombre de catégories d'états qui convient pour décrire la corrosivité de la dalle de pont. Ensuite, les données d'amplitude sont réparties entre ces catégories, en utilisant l'analyse en classification automatique à K moyennes, qui est la technique de regroupement la plus couramment utilisée dans la documentation examinée. En s'appuyant sur le résultat du regroupement, les valeurs de seuil de chaque catégorie d'états sont alors déterminées et la carte de corrosivité est dessinée.

D'après les renseignements provenant de l'analyse d'amplitude des réflexions et l'analyse d'images, la logique qui sous-tend la méthode proposée est facile à comprendre. Par expérience, on sait que le jugement de l'analyste, qui analyse visuellement les profils de géoradar, peut fournir des renseignements très précieux. En réalité, même lorsqu'on a recours à l'analyse de l'amplitude des réflexions, il demeure nécessaire, aux fins d'assurance de la qualité, de faire appel à un analyste expert pour qu'il passe en revue les données sur l'amplitude des réflexions sur les barres d'armature qui ont été recueillies manuellement ou traitées afin de s'assurer que les changements d'amplitude ne sont pas causés par des variations liées à des travaux de construction conformes à la conception ou à des caractéristiques intégrées au dalle de pont.

La Figure 5.14 présente le cadre proposé pour déterminer le nombre de catégories d'états (K). Dans ce cadre, un point de décision de 10 ans est utilisé d'après des études antérieures (Kirkpatrick et coll. 2002; Weyers 1998; Liu et Weyers 1998; Suwito et Xi 2003; Li 2003). Selon ces documents de recherche, la présence de corrosion est très peu probable dans les dalles de ponts de moins de 10 ans.

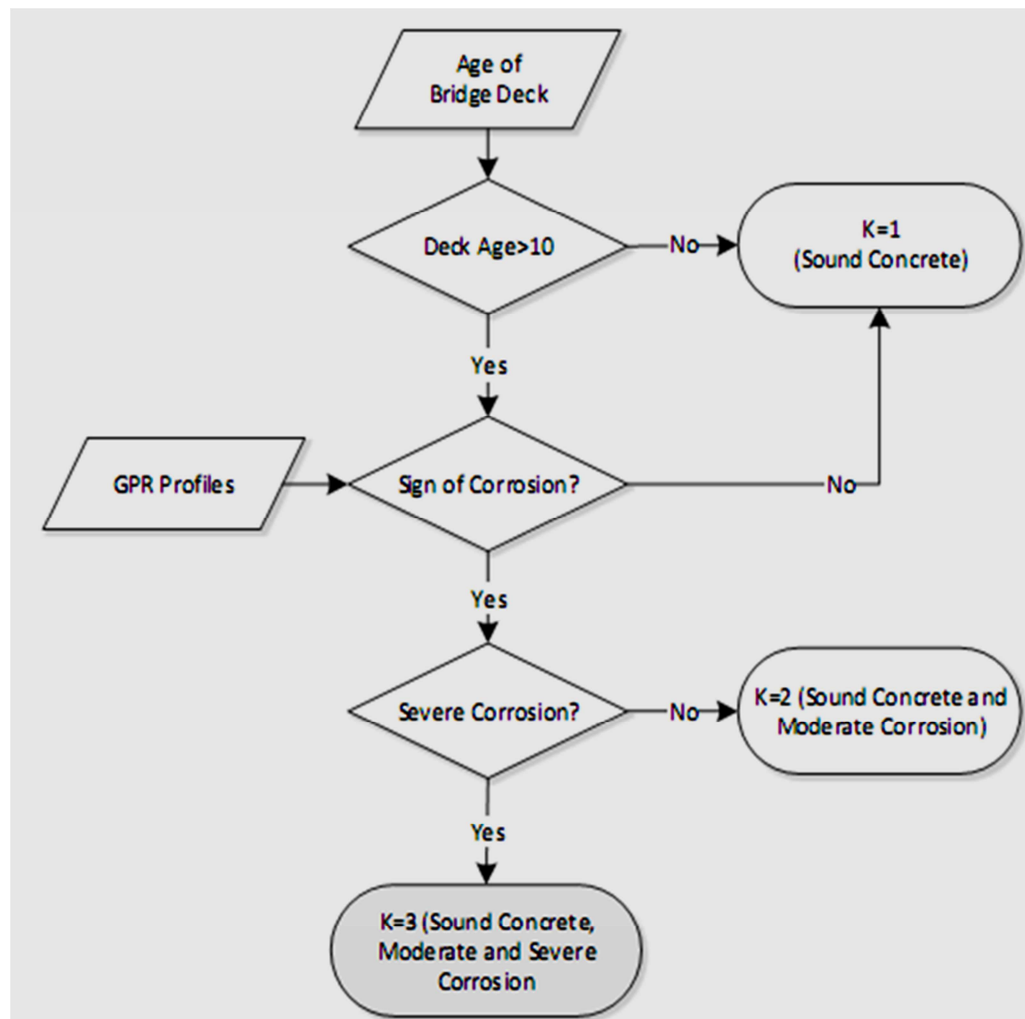


Figure 5.14 Cadre pour déterminer le nombre de catégories d'états

Le choix du nombre de catégories d'états aux fins de regroupement est difficile; l'âge de la dalle de pont ne peut pas être le seul facteur principal permettant de déterminer ce nombre. Dans une étude menée par Kirkpatrick et coll. (2002), on souligne que le temps nécessaire à l'infiltration de chlorure et à l'apparition de corrosion varie considérablement d'un pont à un autre. Plus précisément, pour certains ponts, il ne faut que 10 ans avant que la corrosion n'apparaisse, tandis que dans d'autres cas, il en faudra plus de 30. Par conséquent, il est fortement recommandé de fonder la détermination du nombre de catégories d'états sur une analyse exhaustive et sur des renseignements, c.-à-d. l'âge de la dalle du pont et l'analyse d'images des profils de géoradar.

Il est proposé de limiter le nombre de catégories de conditions à trois seulement. Il est suggéré qu'en augmentant le nombre de catégories ou regroupements, on augmente aussi le niveau de détails; toutefois, on devrait tenir compte des deux limites suivantes. Premièrement, si ce nombre était plus grand, il serait plus difficile pour les analystes de déterminer le nombre de catégories convenant à une dalle de pont donnée. Par exemple, il est toujours plus facile de demander à quelqu'un s'il fait chaud ou froid que de lui demander de préciser s'il fait un peu chaud, assez chaud, très chaud, ou extrêmement chaud. En outre, si le nombre de catégories d'états utilisé est excessif, comment faire pour déterminer quelles devraient être les mesures d'intervention à prendre pour un béton d'une catégorie particulière? Il n'est pas utile d'avoir deux catégories d'états nécessitant les mêmes mesures lorsqu'il faut prévoir les travaux d'entretien. Par conséquent, il est raisonnable d'établir trois catégories d'états, comme l'illustre l'organigramme proposé. La stratégie d'entretien correspondant à chaque catégorie est fournie au Tableau 5.2.

Tableau 5.2 Les catégories de conditions et interventions correspondantes

Zone probablement en bon état	Zone comportant probablement une corrosion modérée	Zone comportant probablement une corrosion importante
Bon état, aucune intervention à prévoir	La corrosion fait son œuvre et peut entraîner des dommages réels (corrosivité importante) à court terme.	Béton probablement endommagé à réparer ou à remplacer.

5.2.1 Mise en œuvre du modèle de seuils fondé sur le regroupement

L'analyse de l'amplitude des réflexions donne lieu à des recommandations absurdes en matière d'amélioration de l'état des ponts, selon Parrillo et coll. (2006); même les amplitudes de réflexions sur les barres d'armature de la dalle d'un pont neuf peuvent comporter certaines anomalies en raison de la variation de la profondeur des barres d'armature. Par conséquent, selon l'entreprise Geophysical Survey Systems Inc. (GSSI), la technique d'interprétation de l'amplitude des réflexions ne convient pas aux ponts sans détérioration ni aux ponts présentant une détérioration presque totale (GSSI, 2012). Cependant, les cartes posent un autre problème

en ce qui a trait aux valeurs de seuil. Dans cette section, la méthode d'étalonnage de seuil proposée dans cette étude sera validée par rapport au modèle élaboré par Martino et coll. (2014), en s'appuyant sur des données de séries chronologiques de l'étude de cas. La validation est effectuée en comparant les zones de corrosivité déterminées par chaque méthode.

5.2.1.1 Zones de corrosivité basées sur le modèle de Martino et coll. (2014)

Le pourcentage de corrosivité basé sur le modèle de Martino et coll. (2014) a été calculé pour chaque ensemble de données au moyen de l'équation (2). Les résultats sont résumés au Tableau 5.3.

$$\text{Pourcentage de corrosivité} = (14.813762 * \text{facteur d'asymétrie} * \text{moyenne}) - 0,016987 \quad (2)$$

Où

- facteur d'asymétrie = une mesure de l'asymétrie de la distribution par rapport à sa moyenne.
- Moyenne = mesure de l'axe central d'une distribution ou de la variable aléatoire caractérisée par cette distribution.

Il convient de souligner qu'au Tableau 5.3, conformément à l'amélioration apparente observée par rapport aux analyses précédentes des données d'amplitude des réflexions, le pourcentage de la zone corrodée est le plus faible pour l'ensemble de données de septembre 2013. Comme on peut le constater, la zone corrodée de septembre 2013 a été réduite illogiquement d'environ 25 % par rapport à celle de juin 2012.

Tableau 5.3 Zones de corrosivité basées sur le modèle de Martino et coll. (2014)

Ensemble de données	Mai 2008	Juin 2012	Décembre 2012	Septembre 2013
Pourcentage des zones corrodées	59,61 %	79,25 %	64,89 %	54,58 %

5.2.1.2 Zones de corrosivité basées sur la technique de regroupement des K-moyennes

Afin de trouver les seuils pour chaque ensemble de données au moyen de la méthode proposée, on doit d'abord examiner minutieusement l'âge de la dalle de pont et tous les profils de géoradar. En ce qui concerne le pont visé par l'étude de cas, bien qu'il semble être en bon état comme l'indique la Figure 5.15, après plus de 30 ans en service, il est raisonnable de croire qu'une certaine corrosion est présente dans les barres d'armature dans le béton. Cette hypothèse est alors confirmée par une analyse d'images des profils de géoradar, comme l'illustre la Figure 5.15. Comme on peut le voir, bien que les analystes experts puissent facilement déceler trois niveaux de détérioration du béton, la détermination des conditions limites pose problème lorsqu'il n'y a pas de critères clairement établis pour appuyer cette démarche.

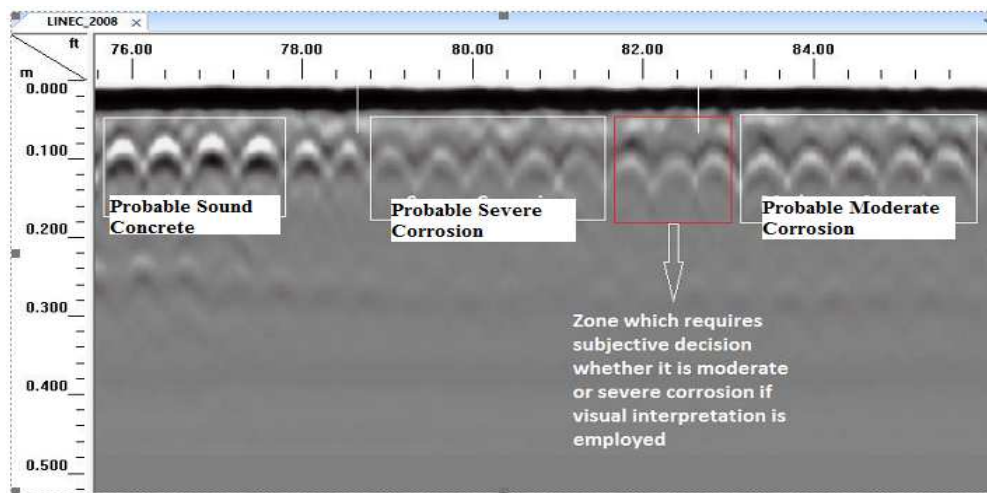


Figure 5.15 Analyse d'image des données GPR

Cependant, avec la méthode proposée, seul le nombre de catégories d'états, c.-à-d. 3, serait utilisé pour regrouper automatiquement les données d'amplitude de réflexions. Les seuils et les pourcentages des zones de chaque catégorie d'états, établis selon les résultats de regroupement de K-moyenne, sont présentés à la Figure 5.16, tandis que les cartes de corrosivité pour quatre ensembles de données fondées sur ces seuils sont présentées à la Figure 5.17.

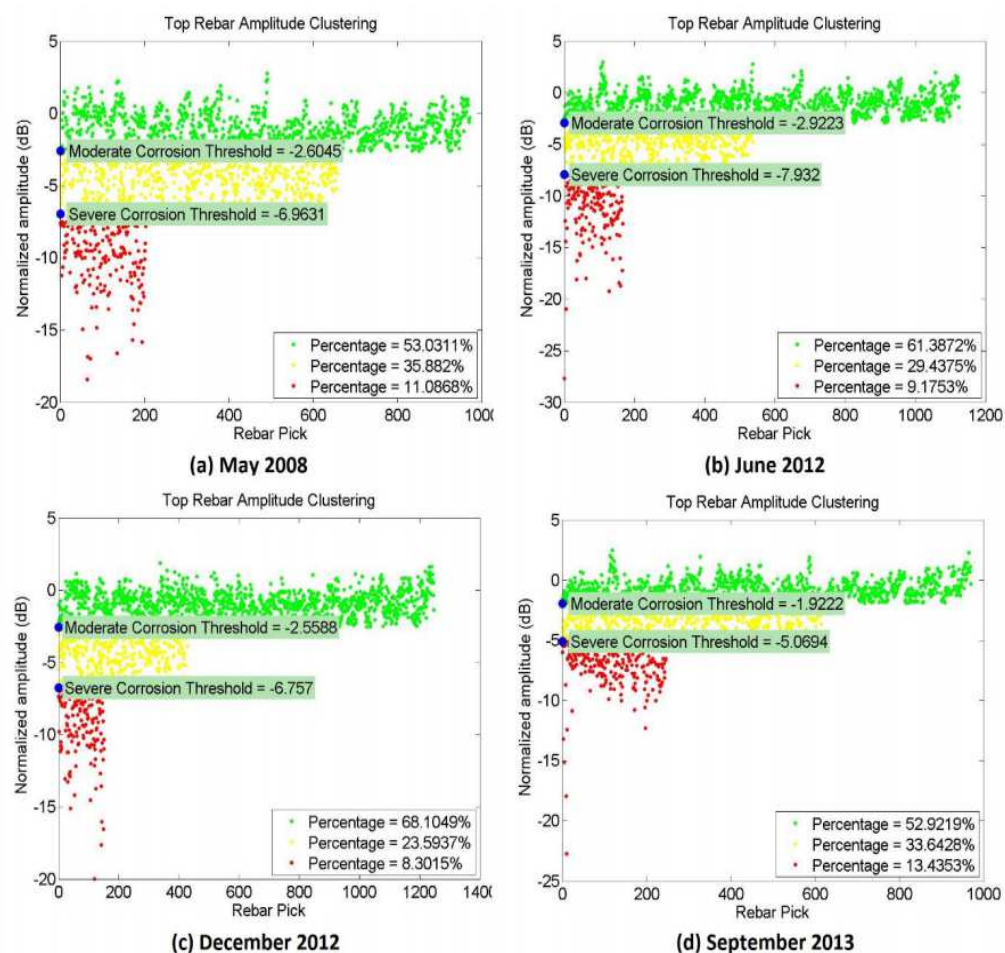


Figure 5.16 Regroupement (clustering) d'amplitude pour les quatre ensembles de données

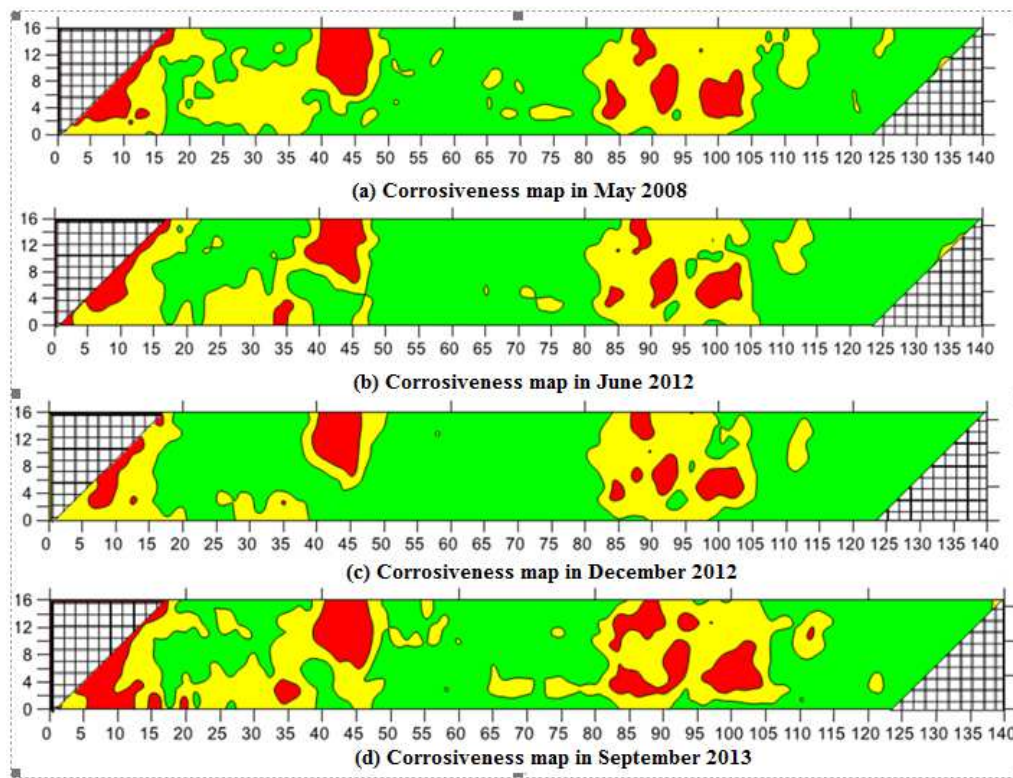


Figure 5.17 La cartographie de la corrosivité pour quatre ensembles de données basées sur l'étalonnage de seuil

Comme on peut le constater à la Figure 5.16, la méthode proposée donne des résultats beaucoup plus stables, bien qu'une certaine fluctuation du pourcentage de chaque catégorie d'états soit observée au fil du temps, comme les résultats découlant du modèle de Martino et coll. (2014). Plus précisément, malgré l'amélioration des conditions suggérée par erreur pour les deux ensembles de données de 2012, les zones de corrosivité modérée (jaune) et les zones de corrosivité grave (rouge) délimitées au moyen de la méthode de la Figure 5.17 demeurent très stables pendant la courte période de cinq ans de l'étude. Les cartes de la Figure 5.17 correspondent parfaitement à la carte de la Figure 5.18 fournie par l'analyste expert en géoradar qui a choisi les valeurs de seuil de manière relative, ce qui vient appuyer le processus de validation. En outre, les résultats obtenus par géoradar sont également validés davantage par leur corrélation étroite avec les résultats des essais de résistivité du béton présentés à la Figure 5.19. Les deux cartes ont été préparées par le Center for Advanced Infrastructure and Transportation (CAIT), à l'université Rutgers, en 2012.

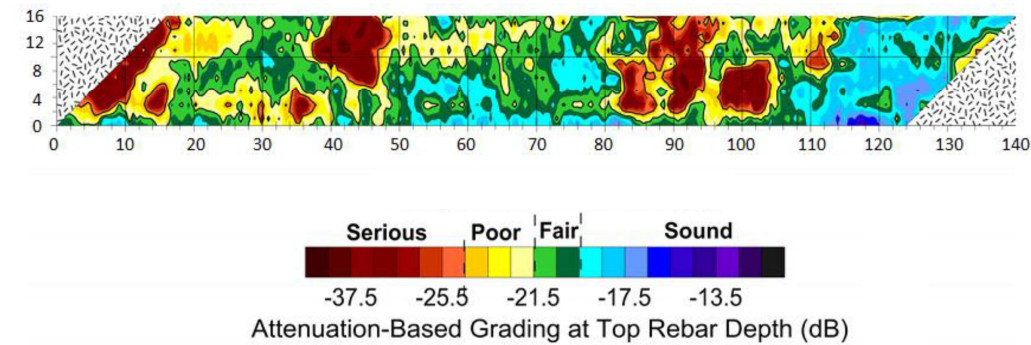


Figure 5.18 La cartographie de condition par géoradar basée sur la sélection subjective des valeurs de seuil (La et coll. 2013)

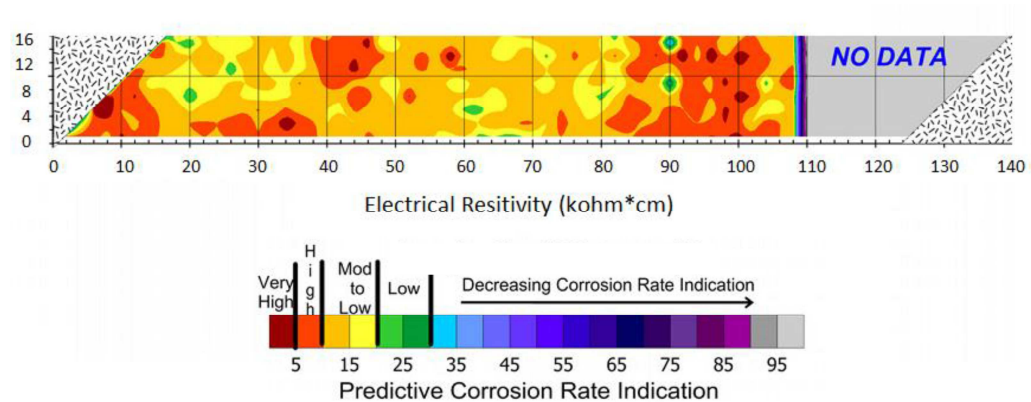


Figure 5.19 Résultat de l'essai de résistivité du béton (La et coll., 2013)

5.3 Analyse de corrélation

Le processus proposé pour le suivi à long terme de l'état des dalles de ponts en béton à l'aide de données de géoradar de séries chronologiques est présenté à la Figure 5.20. Comme on peut le voir, lorsqu'une dalle de pont est encore en bon état, on devrait enregistrer des données de géoradar de base ainsi que les emplacements de balayage (chemins de balayage), et les conserver dans la base de données. Périodiquement, à l'étape de l'exploitation et de l'entretien, ou chaque fois que le pont doit être inspecté, de nouvelles données de géoradar sont recueillies selon les mêmes lignes de balayage et avec le même type d'équipement. On compare ensuite chaque paire de signaux de géoradar individuels recueillis au même endroit en utilisant le modèle mis au point dans le cadre de cette étude. Enfin, on évalue la condition à l'emplacement inspecté en s'appuyant sur les résultats de la comparaison.

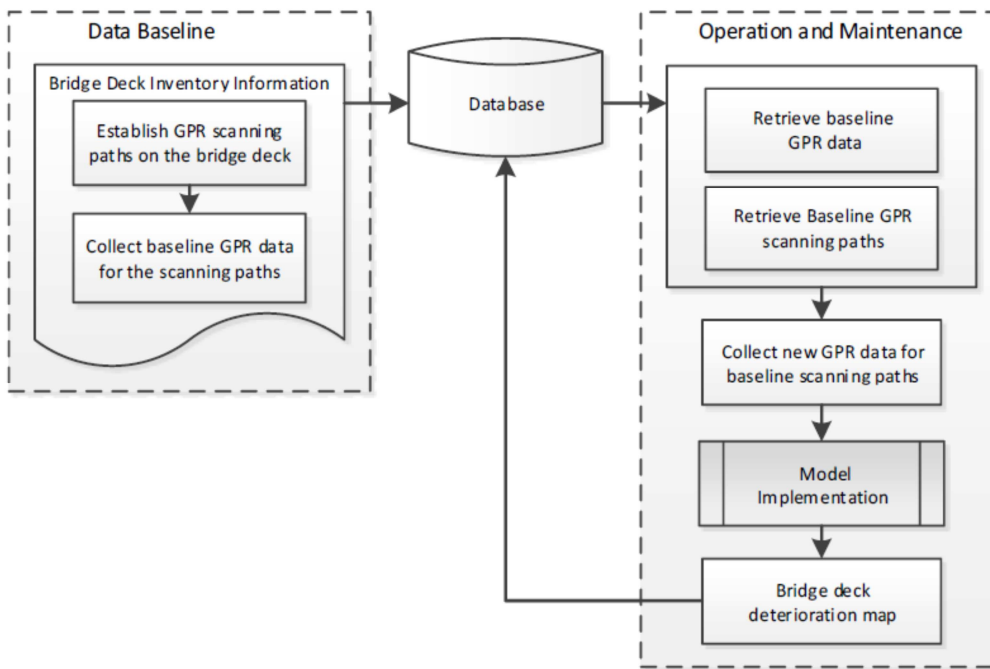


Figure 5.20 Processus pour évaluer l'état des dalles de ponts à long terme en utilisant le géoradar

En théorie, il est clair que plus les deux signaux (nouveau par rapport au signal de référence) se ressemblent, moins l'état du béton à l'endroit inspecté a changé. En procédant ainsi, il n'est pas nécessaire de rechercher les zones de béton sain sur le pont pour obtenir des signaux de référence, si la méthode de l'analyse d'images est utilisée. En outre, en utilisant les signaux originaux, les signaux anormaux attribuables à la configuration structurale peuvent être facilement identifiés et différenciés des défauts causés par la corrosivité.

La corrélation croisée est la technique employée pour mesurer le degré de similitude entre deux signaux décalés dans le temps. Les méthodes fondées sur la corrélation ont été largement utilisées dans de nombreuses applications comme la reconnaissance d'objets, l'analyse des mouvements et l'inspection industrielle.

En ce qui concerne les algorithmes de calcul, si l'on veut établir la similarité entre deux signaux non décalés dans le temps, l'équation (3) peut être utilisée. Dans cette équation, est le coefficient de corrélation normalisé entre deux signaux numérisés $x(t)$ et $y(t)$. En fait, ce n'est rien d'autre que la covariance normalisée entre les variables $x(t)$ et $y(t)$. Comme on peut le

voir, la valeur de est comprise entre -1 et 1; plus elle est proche de l'unité (1), plus les deux signaux sont similaires.

$$\rho_{xy} = \frac{\gamma_{xy}}{\sigma_x \sigma_y} \quad (3)$$

où : $\gamma_{xy} = [(xt - \mu_x)(yt - \mu_y)]$

μ_x et μ_y = les moyennes de xt et de yt , respectivement

σ_x et σ_y = les écarts-types de xt et de yt , respectivement

La Figure 5.21 illustre le concept décrit ci-dessus pour établir la similarité entre deux signaux de géoradar; dans cet exemple, deux formes d'onde devant être comparées sont tracées sur un même graphique. Les signaux ont été captés par une antenne de GSSI de 1,5 GHz. Chaque forme d'onde est échantillonnée et les amplitudes de tension en unité de données sont mesurées en 512 points le long de chaque balayage (tracé de géoradar ou balayage d'amplitude). Toutefois, les 10 premiers échantillons sont supprimés de chaque forme d'onde puisqu'ils comportent beaucoup de bruit. En utilisant l'équation (3), le coefficient de corrélation obtenu pour les deux signaux est de 0,9008.

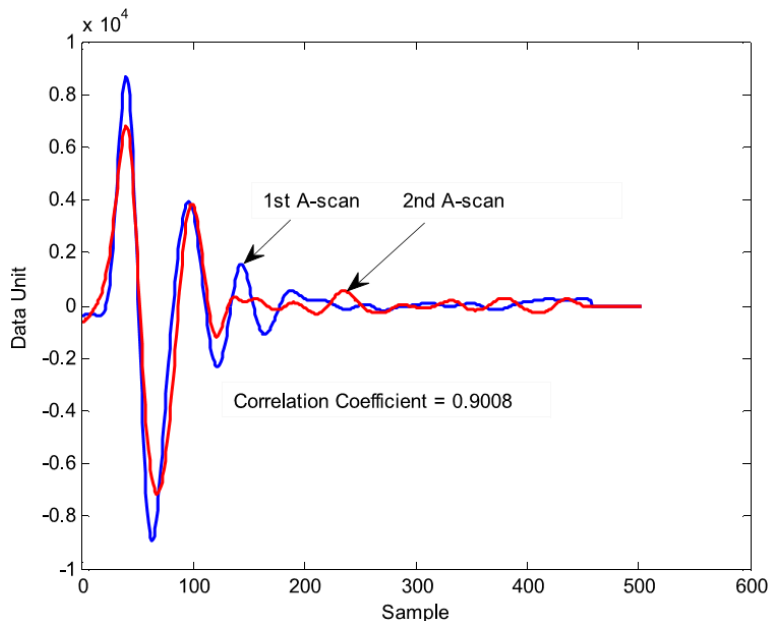


Figure 5.21 Corrélation entre deux signaux GPR

Il convient de souligner que l'interprétation des données de géoradar fondées sur la similitude entre les signaux est beaucoup plus complète que par la simple comparaison des amplitudes. Plus précisément, l'analyse de corrélation tient compte de deux renseignements importants : l'amplitude et la forme de chaque signal. Par exemple, on sait, en théorie et par expérience, que lorsque le béton subit un délaminage suffisamment important ou qu'il est rempli d'eau, une ou plusieurs réflexions provenant de cette couche sont visibles dans les données de balayage (Scott et coll., 2001). Bien que cette réflexion puisse avoir une incidence sur l'amplitude des réflexions sur les barres d'armature supérieures, elle a un effet plus important sur le coefficient de corrélation en raison du changement de forme du signal. Beaucoup plus important encore, alors que la méthode d'amplitude des réflexions utilise principalement le signal au centre des barres d'armature supérieures qui est ensuite interpolé pour déterminer les états entre les barres le long du même chemin de balayage et entre chacun des trajets de balayage eux-mêmes, la méthode de corrélation décrite ci-dessus permet de prévoir les changements d'état à n'importe quel endroit sur le profil. La raison en est que si, à cet endroit, il n'y a pas de réflexion en provenance de la barre d'armature supérieure, il y a tout de même des réflexions provenant de l'armature inférieure et du fond de la dalle. Ainsi, si un délaminage se produit ou si une infiltration de chlorure cause une atténuation d'amplitude à l'une ou l'autre de ces couches, cela a une incidence sur le coefficient de corrélation.

Un autre fait important devrait également être souligné concernant le réglage du gain pendant les balayages par géoradar. Ce facteur ne pose en fait aucun problème pour l'interprétation fondée sur la corrélation. La raison en est que, si un gain constant (un seul point) est utilisé pendant le balayage, il peut augmenter ou diminuer l'amplitude, mais il n'entraîne aucun changement dans la forme globale du signal. Par conséquent, il n'a aucune incidence sur le coefficient de corrélation. Même si l'on utilisait un réglage de gain complexe durant la collecte des données, le logiciel RADAN de GSSI comporte une fonction permettant de restaurer les données comme si le gain ne variait pas dans le temps pour chacun des échantillons numérisés uniques le long de chaque tracé par géoradar (balayage d'amplitude).

Une fois calculé le coefficient de corrélation pour tous les emplacements, une carte de périmètre pour le coefficient de corrélation est créée. Cette carte de périmètre délimite les zones où les signaux changent selon des taux différents. En principe, plus le coefficient de corrélation est faible, plus l'endroit concerné est détérioré. Cependant, en raison du fait que certains changements de signaux sont attribuables à des erreurs de positionnement de la ligne de balayage, à une instabilité du système ou à un bruit électromagnétique dans

l'environnement, plutôt qu'à une déficience du béton, il est souhaitable d'étalonner un seuil de coefficient de corrélation pour confirmer statistiquement la détérioration potentielle du béton. Ce seuil permet d'éviter les faux positifs, c.-à-d. les diagnostics de détérioration potentielle, alors qu'il n'y en a pas.

5.3.1 *Étalonnage du système*

La méthode d'étalonnage a été effectuée à l'aide de données recueillies sur une dalle de pont en béton existant au Québec. La dalle du pont a été soumise à un balayage par géoradar effectué deux fois le même jour sur un chariot transportant un appareil SIR-3000 de GSSI et une antenne de 1 GHz. Ces essais ont été effectués le même jour afin de garantir que le pont ne subirait aucune détérioration entre les essais et que toute différence entre les signaux ne puisse être due qu'aux erreurs de positionnement, à l'instabilité du système ou au bruit électromagnétique de l'environnement. Deux ensembles de données ont été obtenus, chacun contenant en tout quatorze profils. Les mesures nécessaires ont alors été prises pour s'assurer que les profils de chaque paire extraits des deux ensembles de données pour la même ligne de balayage commencent et finissent au même endroit, et contiennent le même nombre d'échantillons, comme l'illustre la Figure 5.22. Chaque profil contient 5 301 échantillons; par conséquent, pour les 28 profils, il y a 148 428 balayages d'amplitude. En d'autres termes, il y a, dans deux ensembles de données, 74 214 paires de signaux à comparer.

Afin de calculer le coefficient de corrélation pour les 74 214 paires de signaux extraites de deux ensembles de données d'étalonnage recueillies, les fichiers RADAN® ont été convertis au format ASCII et lus par le programme MATLAB®. La distribution des coefficients de corrélation calculés pour 74 214 paires de données de balayage d'amplitude est présentée à la Figure 5.23 (zone solide). Comme on peut le voir, puisque le coefficient de corrélation est défini selon l'intervalle $[-1, 1]$, le type de distribution le plus approprié est la distribution bêta. Ce type de distribution a été utilisé afin de modéliser le comportement de variables aléatoires appartenant à des intervalles de longueur finie dans un grand nombre de domaines. Elle est caractérisée par deux paramètres de forme positifs désignés par a et b . L'ajustement a été effectué dans MATLAB et le résultat (courbe d'ajustement) est illustré à la Figure 5.23.

Selon la distribution ajustée, les seuils de corrélation correspondant aux différents taux de faux positifs sont calculés et présentés au

Tableau 5.4. Comme on peut le constater au

Tableau 5.4, le seuil du coefficient diminue lorsque le taux de faux positifs diminue. Le seuil utilisé dans le modèle peut être déterminé par l'interprète selon la probabilité de fausse alerte qu'il souhaite obtenir. Cependant, il faut noter que lorsque le seuil diminue, la probabilité de faux négatifs augmente (le résultat des essais ne montre aucun problème, bien qu'il y en ait). Faute de données, ce problème n'a pas été résolu dans le cadre de la présente recherche.

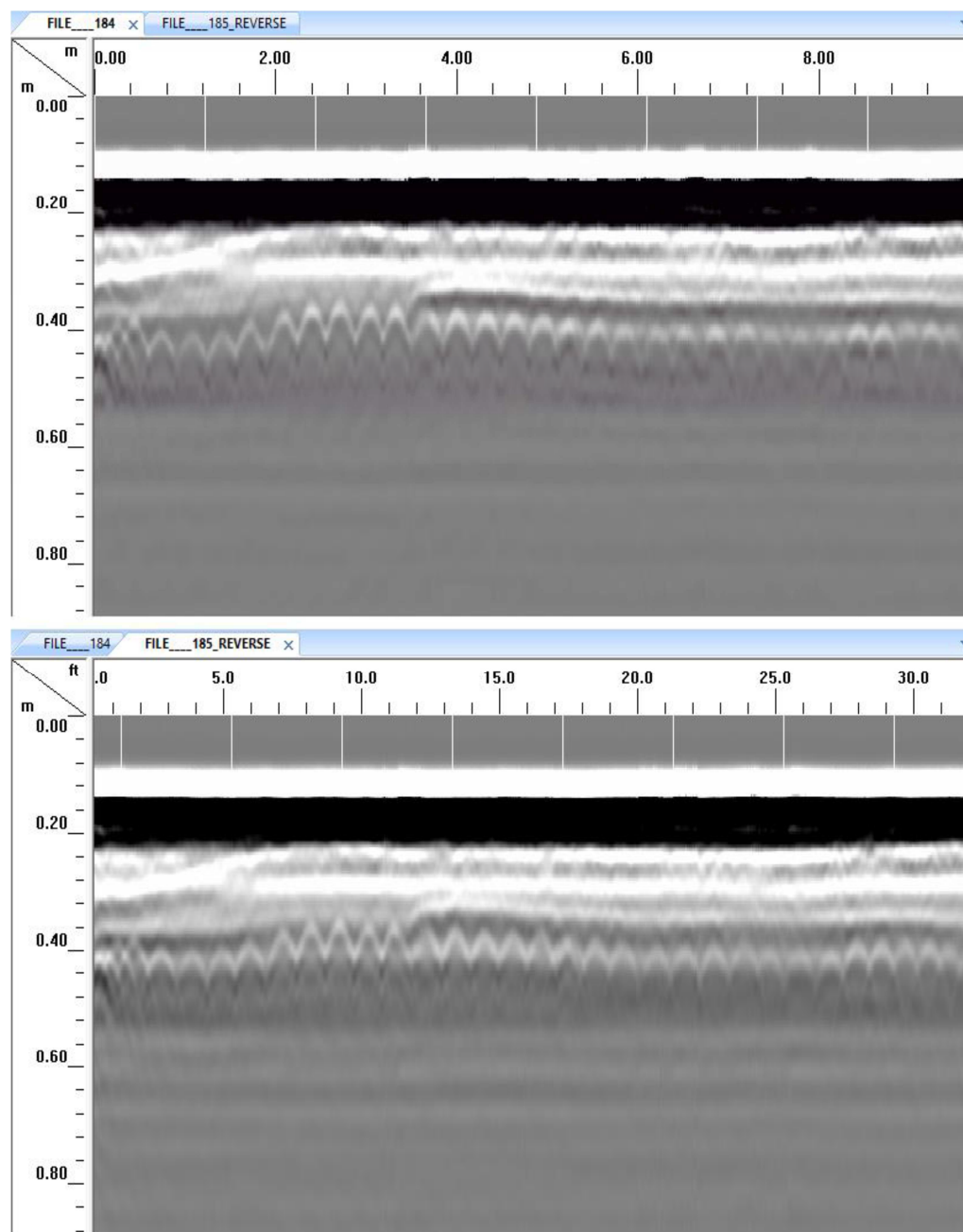


Figure 5.22 Deux profils avec la même ligne de balayage

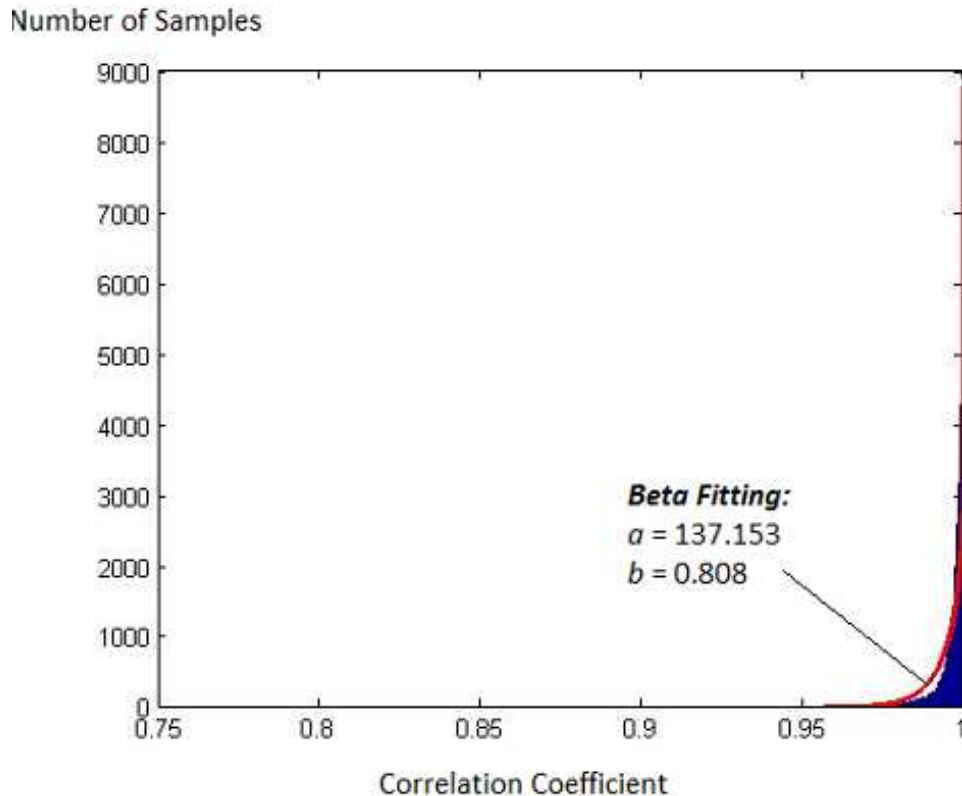


Figure 5.23 Coefficients de corrélation et ajustement de distribution

Tableau 5.4 Taux de faux positifs et niveaux de seuil

Taux de faux positifs	0,1	0,05	0,02
Coefficient de corrélation	0,986	0,981	0,975

5.3.2 Mise en œuvre de l'analyse de corrélation

Dans cette section, l'étude de cas est utilisée pour illustrer la mise en œuvre de la méthodologie proposée en fonction de l'analyse de corrélation. Comme il n'existe aucun ensemble de données idéal correspondant à une dalle de pont à l'état neuf, l'ensemble de données de 2008 est utilisé comme base de référence. Il s'ensuit que le modèle de corrélation élaboré dans le cadre de cette étude permettrait de savoir combien de changements se sont produits sur la dalle et quelles régions avaient tendance à se détériorer plus ou moins pendant la période allant de 2008 à 2013. Notons que même si les quatre ensembles de données ont été recueillis en suivant les mêmes lignes de balayage et en utilisant le même système géoradar que celui qui a

été décrit, certaines différences dans les réglages de balayage ont entraîné certaines anomalies dans les ensembles de données initiaux, avant le traitement. Cependant, comme le logiciel RADAN permet d'appliquer à ces ensembles de données des paramètres de post-traitement similaires, les différences ont été réduites au minimum. Le problème et le traitement des données sont décrits en détail ci-dessous.

Comme il a été expliqué dans la méthodologie, la première étape de la mise en œuvre de la méthodologie proposée, qui est peut-être la plus difficile, consiste à s'assurer que les deux profils des deux ensembles de données correspondant à la même ligne de balayage commencent et finissent au même endroit. En outre, pour permettre la comparaison des balayages d'amplitude, les deux profils doivent comporter le même nombre de balayages par unité de longueur. Ces exigences ne sont pas faciles à respecter durant la collecte de données, comme l'illustre la Figure 5.24. Comme on peut le constater à la Figure 5.24 (a) et à la Figure 5.24 (b), les deux profils recueillis comportaient un nombre différent de balayages par unité de longueur et ils ne commençaient pas au même endroit ou au joint de la dalle. Toutefois, en utilisant les fonctions offertes par le logiciel RADAN, comme la fonction de normalisation de la distance permettant de modifier les données variables pour obtenir un même nombre de balayages par unité de longueur et la fonction de modification de blocs permettant de tronquer les profils de manière à ce que les données indésirables aux voies d'accès et aux joints de dilatation des culées ne soient pas incluses avec celles de la dalle en béton armé, on peut traiter les deux profils de façon à ce qu'ils correspondent exactement à l'emplacement et au nombre de balayages, comme l'indiquent la Figure 5.24 en c) et en Figure 5.24d). Notons qu'on peut observer visuellement certains changements d'état entre les ensembles de données de 2008 et celles de 2013 d'après ces deux profils traités.

À la deuxième étape, les fichiers RADAN traités sont convertis au format ASCII. Ces fichiers ASCII sont ensuite lus par un programme MATLAB développé dans le cadre de cette recherche pour calculer le coefficient de corrélation et assigner des coordonnées à chaque emplacement du balayage d'amplitude. Le programme MATLAB produit également un fichier ASCII contenant des renseignements sur les coordonnées de chaque paire de balayages d'amplitude et leur coefficient de corrélation correspondant. Ce fichier est ensuite lu par Surfer®, un logiciel de représentation graphique et de cartographie, et une carte de périmètre est produite. Le modèle proposé produit enfin des cartes de coefficient de corrélation, qui sont présentées à la Figure 5.25

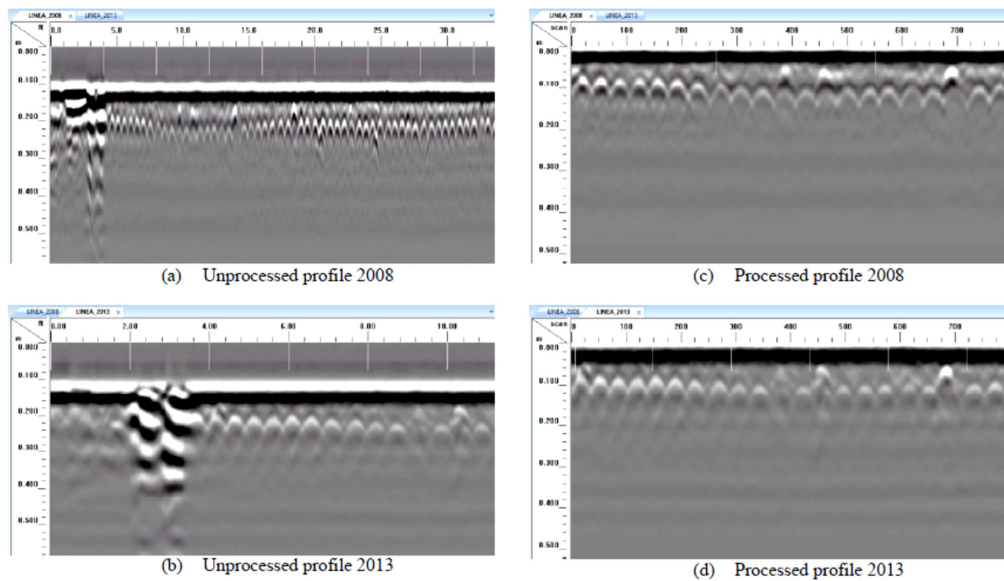


Figure 5.24 Exemple de traitement pour les deux ensembles de données

La carte présentée à la Figure 5.25 illustre seulement la détérioration relative produite entre deux balayages consécutifs. Notons que comme un délai de cinq ans est de courte durée par rapport à la durée de vie moyenne d'une dalle de pont, les changements observés dans les courbes de périmètre à la Figure 5.25 sont principalement dus à des facteurs aléatoires comme des erreurs de positionnement, du bruit dans le signal et l'instabilité de l'équipement. En d'autres termes, dans ce cas, la variation du coefficient de corrélation est surtout attribuable à des erreurs aléatoires plutôt qu'à la légère détérioration qu'aurait pu subir le béton pendant les cinq années de la période d'étude.

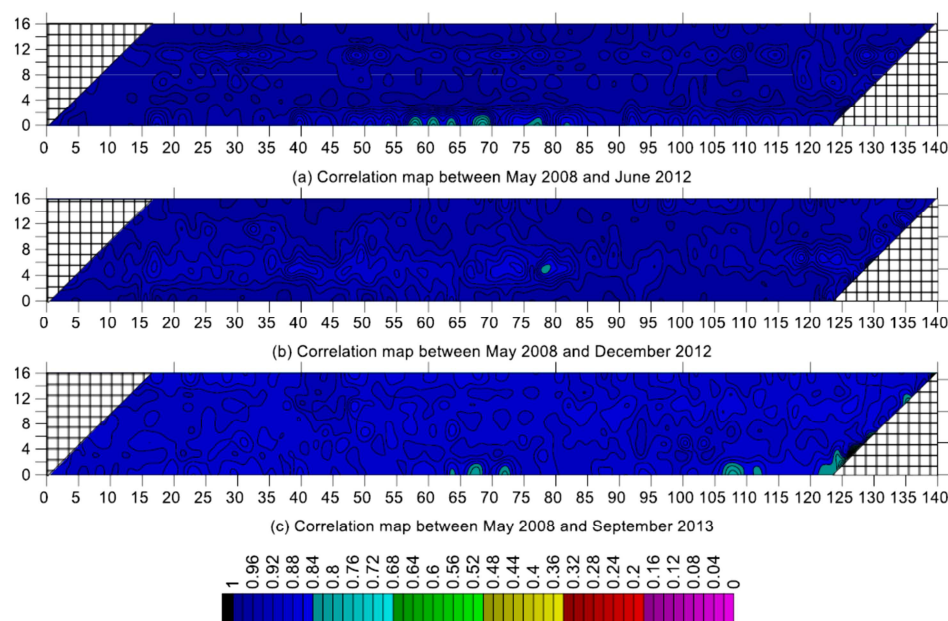


Figure 5.25 Les cartographies du coefficient de corrélation

Toutefois, la progression globale de la détérioration peut tout de même être confirmée par la réduction du coefficient de corrélation moyen de chaque ensemble de données au fil du temps. Ces indices ont été calculés et sont présentés au Tableau 5.5. En outre, si l'on utilise les seuils du

Tableau 5.4, on peut conclure que la presque totalité de la dalle de pont a subi une évolution de détérioration. Cette conclusion est illustrée à la Figure 5.26, à la Figure 5.27, et à la Figure 5.28, respectivement, pour les trois valeurs de seuil du

Tableau 5.4. Comme il a été mentionné, et illustré clairement sur les cartes, lorsque le seuil fondé sur les faux positifs diminue, la probabilité de faux négatifs augmente, ce qui se traduit par un accroissement de la surface représentée en vert.

Tableau 5.5 Diminution de la moyenne du coefficient de corrélation dans le temps

Détérioration relative	De mai 2008 à juin 2012	De mai 2008 à décembre 20 12	De mai 2008 à septembre 2013
Coefficient de corrélation moyen	0,957	0,946	0,891

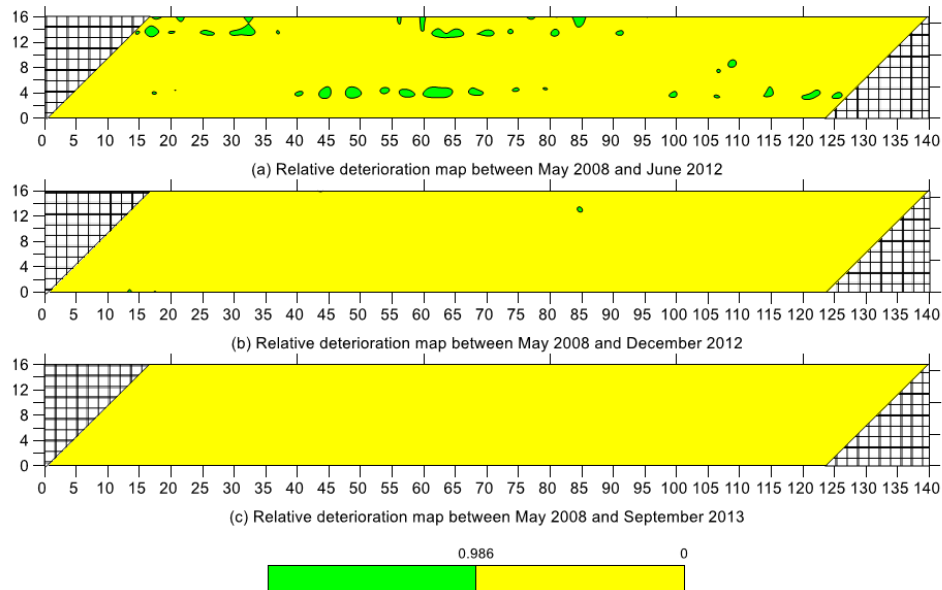


Figure 5.26 **Cartographie de détérioration relative avec un seuil de corrélation = 0,986**

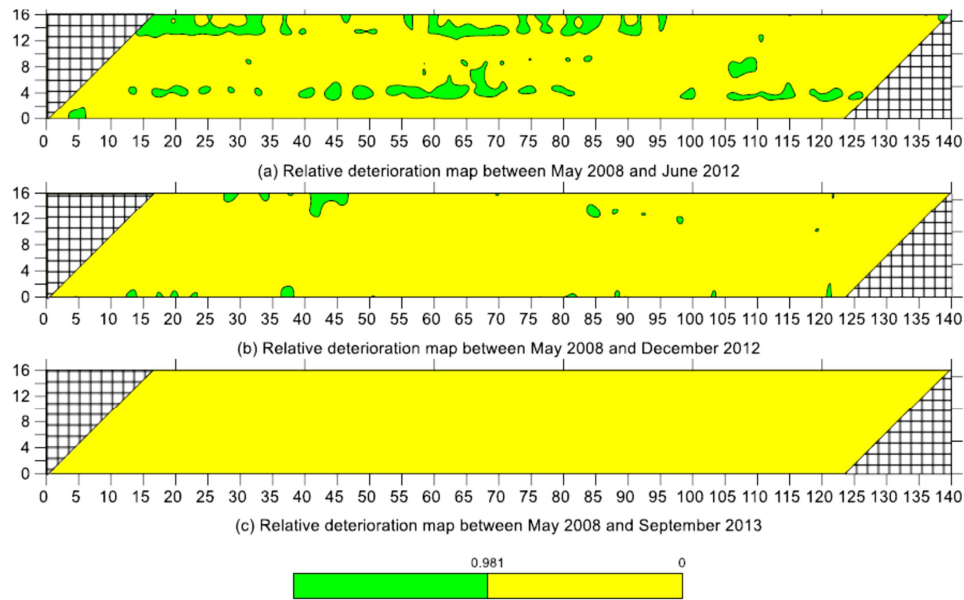


Figure 5.27 Cartographie de détérioration relative avec un seuil de corrélation = 0,981

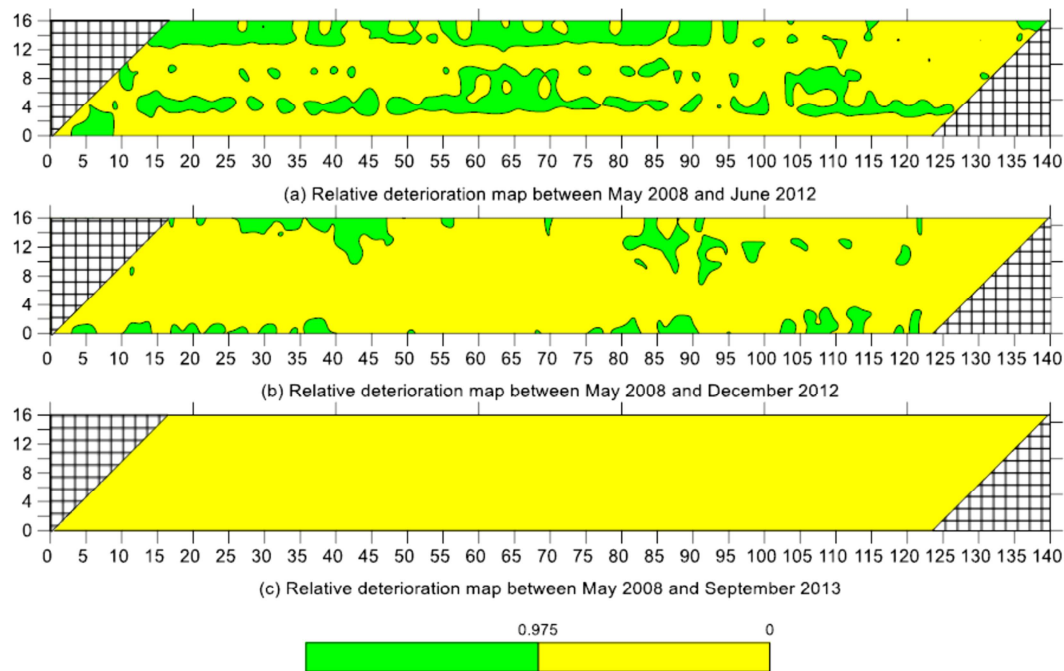


Figure 5.28 Cartographie de détérioration relative avec un seuil decorrélation = 0,975

5.4 Indice de corrosivité de la dalle de pont basé sur les données de géoradar (GPR-BDCI)

Les dalles de ponts se détériorent graduellement avec le temps. En ce qui concerne la détérioration due à la corrosion, le processus est enclenché par l'infiltration de chlorure dans le revêtement de béton; la corrosion apparaît et se propage, puis il devient nécessaire de procéder à la réparation ou au remplacement de la dalle du pont. Normalement, la dalle d'un pont demeure à chacun des stades décrits ci-dessus pendant une longue période et la méthode d'inspection actuelle ne permet pas de préciser exactement à quel moment l'état de la dalle commence à être déficient. En d'autres termes, une modélisation de l'incertitude est nécessaire pour répondre à cette question de la présente recherche. Il est également important de souligner que l'incertitude de cette situation est davantage liée à l'imprécision qu'au hasard.

5.4.1 Étalonnage de la fonction d'appartenance floue

En utilisant l'échelle de l'indice d'état général de pont (BHI), la présente étude visualise chaque état d'une dalle de pont pendant sa durée de vie, qui correspondrait à un certain point le long de

l'axe des états qui s'échelonnent de 100 à 0, soit d'un excellent état à un état de déficience, comme l'illustre la

Figure 5.29. Comme il n'existe aucun moyen de mesurer directement la valeur exacte de l'indice de corrosivité d'une dalle de pont à partir des cartes d'états par géoradar, il semble que la seule option possible soit d'obtenir l'avis d'experts. Plus précisément, on a découvert que les valeurs limites de chaque état figurant sur l'axe de l'indice d'état des dalles du pont peuvent être déterminées par un groupe d'experts en pont et en géoradar. Les parties de l'axe correspondant aux différents états peuvent alors être déterminées en regroupant ces avis.

Selon Hisdal (1986), pour traiter d'un problème flou correctement, il faut d'abord cerner la source du flou ou de l'incertitude. Plus précisément, il a publié une liste de quatorze sources de flou différentes, dont les trois principales étaient considérées comme étant à l'origine de la fonction d'appartenance elle-même. Le lecteur est invité à consulter l'ouvrage d'Hisdal (1986) pour connaître la liste complète des sources de flou. Les trois sources principales sont décrites ci-dessous : 1) le flou dû à des conditions d'observation inexactes; 2) le flou dû à l'appartenance à un univers sous-dimensionné ou surdimensionné; et 3) le flou dû aux différences entre les sujets par rapport au cloisonnement de l'univers. Comme son nom l'indique, la première source de flou mentionnée ci-dessus concerne les cas où les valeurs d'attribut des objets concernés ne peuvent pas être déterminées sans risque d'erreur.

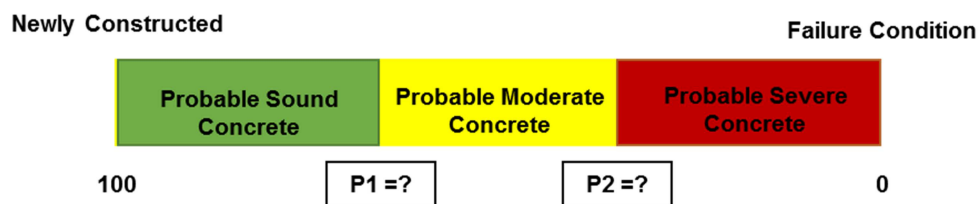


Figure 5.29 Visualisation de l'indice de corrosivité de la dalle de pont

Le deuxième type de flou se produit lorsqu'un attribut est classé dans un univers dont le nombre de dimensions est inférieur à ce qu'il devrait être aux fins de classification. De ce fait, la classification « non floue » dans l'univers dont le nombre de dimensions est inférieur est incorrecte, et une classe d'appartenance partielle est attribuée afin de tenir compte du flou qui en découle. Cette fonction d'appartenance est exprimée en fonction de la fréquence estimative

d'occurrence de différentes valeurs dans les dimensions exclues. Le problème de cloisonnement de l'indice d'état des éléments illustré à la

Figure 5.29 est lié au dernier type de flou mentionné ci-dessus. Il concerne le cas où des écarts quantitatifs existent entre les choix des différentes personnes en ce qui a trait au cloisonnement de l'univers.

Il est très important de noter que, par rapport à la méthode d'inspection visuelle, l'inspection des dalles de ponts au moyen des technologies de NDE réduit considérablement l'ampleur du flou, en particulier le flou lié à des conditions d'observation inexactes. Comme l'a souligné la FHWA (2001), il est très difficile pour les inspecteurs de ponts, dans de nombreux cas, de déterminer par inspection visuelle, si un élément donné est dans un état particulier ou dans un état adjacent à ce dernier.

Un grand nombre de techniques visant à établir l'appartenance ont été inventées. Malheureusement, on a constaté qu'il n'existe aucune ligne directrice ou règle qui peut servir à choisir la bonne technique pour déterminer l'appartenance. En outre, selon Medasani et coll. (1998), il serait impossible de proposer une seule méthode d'établissement de l'appartenance qui fonctionnerait dans la plupart des applications.

5.4.2 Opération d'union d'ensembles flous pondérée

L'inspection des dalles de ponts en béton par géoradar donne des pourcentages de surface de différents états. Tee (1988) a trouvé dans la documentation deux techniques qui peuvent servir à combiner des renseignements ou des connaissances floues : la moyenne pondérée du flou (FWA) et l'union d'ensembles flous pondérée (WFU). Essentiellement, la première technique est utilisée lorsque les facteurs de pondération appartiennent eux-mêmes à des ensembles flous, alors que la seconde est plus appropriée lorsque les facteurs de pondération sont des nombres déterminés. L'équation (4) exprime la WFU mathématiquement. Comme on peut le constater, le résultat de l'équation est également un ensemble flou. Comme dans le cas du système d'inférence floue et du contrôle flou, un résultat flou doit toujours être clarifié avant toute décision ou mesure de contrôle concrète.

$$\bar{F} = U \{ \sum_{i=1}^n W_i F_i \} \quad (4)$$

où

F_i = ensemble flou i

W_i = facteurs de pondération non flous

U = opérateur d'union d'ensembles flous

$\bar{F}$ = ensemble flou résultant

5.4.3 Questionnaire de l'enquête

5.4.3.1 Conception de l'enquête

L'objectif principal de l'enquête par questionnaire est de solliciter l'avis des experts en ponts et en géoradar en vue d'élaborer les fonctions d'appartenance qui serviront à convertir les cartes d'états créées à partir des données de géoradar au format numérique de l'indice de corrosivité de la dalle d'un pont. L'interface Web et le contenu complet de l'enquête se trouvent à l'annexe B. L'enquête est traitée en détail aux sections suivantes.

Section 1. Renseignements sur le participant

Cette section comporte trois questions. La question 1 visait à demander aux experts de fournir leurs coordonnées afin de pouvoir communiquer avec eux au cas où les responsables de l'enquête auraient souhaité obtenir de plus amples renseignements. Toutefois, pour des raisons de confidentialité, cette question était « facultative ». À la question 2, les experts étaient invités à présenter leurs compétences en choisissant l'une des options suivantes : 1) gestionnaire de ponts; 2) ingénieur de ponts; 3) inspecteur de ponts; 4) chercheur spécialisé en ponts; et 5) autre, le champ d'expertise devant être précisé. Cette question ne visait pas à expliquer les différences d'opinions entre les experts, mais plutôt à recueillir autant de renseignements que possible sur la collectivité des experts en ponts. À la question 3, on demandait aux experts de quantifier leur expérience dans le domaine d'expertise choisi à la question 2. L'expérience était exprimée en nombre d'années de travail dans le domaine d'expertise; les quatre choix suivants leur étaient offerts : 1) de 0 à 5 ans; 2) de 5 à 10 ans; 3) de 10 à 20 ans; et 4) plus de 20 ans.

Section 2. Questions principales

Avant de poser les questions principales de cette section, on expliquait, à l'intention des experts en pont qui n'avaient pas d'expérience en géoradar, ce qu'est la cartographie de corrosivité fondée sur les données de géoradar. En outre, on offrait également des conseils aux participants sur le concept d'indice de corrosivité des dalles de ponts et sur la manière de remplir le questionnaire. Plus précisément, l'enquête visait à établir le lien entre les expressions comme *béton sain*, *corrosivité modérée* et *corrosivité importante*, et la cote numérique attribuée

aux dalles de pont, d'après une échelle continue allant de 0 (état ultimement mauvais) à 100 (excellent état), soit le même concept que celui de l'indice d'état de pont de la Californie. Cette échelle, ainsi que le processus de détérioration d'une dalle de pont en béton, est illustrée à la Figure 5.30. La section 2 comporte trois questions. À la question 4, les experts étaient invités à fournir les chiffres qu'ils utilisent pour P1, P2, T1 et T2, comme l'illustre la Figure 5.30.

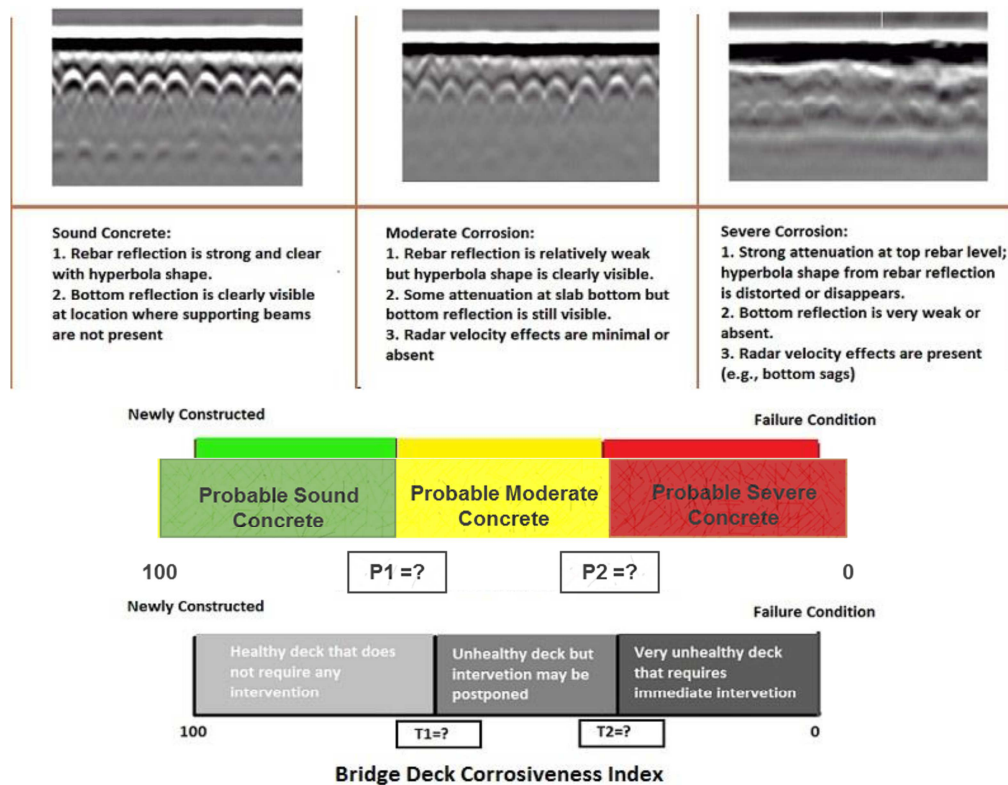


Figure 5.30 Explication de l'enquête

À la question 5, on demandait aux participants de proposer des mesures d'intervention pour les dalles de ponts dont l'indice d'état était inférieur au premier seuil, T1. Les choix suivants étaient offerts en réponse à cette question : 1) aucune mesure, mais augmentation de la fréquence des activités de surveillance; 2) réparation (rapiéçage superficiel ou profond ou remplacement en profondeur, etc.); 3) remplacement total de la dalle de pont; et 4) autre, à préciser. À la question 6, on demandait aux experts de suggérer des mesures d'intervention pour les dalles de ponts dont l'indice d'état était inférieur au second seuil, T2. Les choix suivants étaient offerts en réponse à cette question : 1) réparation (rapiéçage superficiel ou profond ou remplacement en profondeur, etc.); 2) remplacement total de la dalle de pont; et 3) autre, à préciser.

5.4.3.2 Analyse des réponses

Le taux de réponse est établi d'après le nombre d'experts ayant participé à l'enquête, divisé par le nombre d'experts dans l'échantillon. Toutefois, comme la taille de l'échantillon ne pouvait être déterminée en raison de la manière dont l'enquête a été effectuée, il a été décidé d'utiliser le nombre d'experts qui ont suivi le lien et répondu à au moins une question comme nombre d'experts dans l'échantillon. Comme ce nombre était de 83 et que 23 experts ont rempli le questionnaire, le taux de réponse, dans le cadre de cette recherche, est donc de 27,7 %.

5.4.3.2.1 Renseignements sur les participants

Un résumé des renseignements sur les 23 participants qui ont rempli le questionnaire est présenté, dont leur domaine d'expertise à la Figure 5.31, le nombre d'années d'expérience à la Figure 5.32, et leur région à la Figure 5.33. Comme on peut le constater, alors qu'on a obtenu la participation d'experts de tous les domaines visés par l'enquête, le plus grand nombre de participants étaient répartis également (26 % chacun) entre les groupes Inspecteur de ponts et Expert en géoradar. Parmi les participants, il y avait un nombre semblable de gestionnaires de ponts et de chercheurs spécialisés en pont, soit environ 18 % dans chacun de ces groupes. Enfin, les ingénieurs de ponts ne représentaient que 13 % des participants.

En ce qui concerne l'expérience, il est intéressant de constater que le taux de participation le plus élevé a été observé chez les professionnels les plus jeunes, soit 48 %, suivi du groupe de professionnels chevronnés comptant de 10 à 20 ans d'expérience, qui représentait 22 % des participants. Les participants ayant le plus d'expérience représentaient 17 % du nombre total, tandis que les experts comptant de 5 à 10 ans d'expérience représentaient la plus petite part, soit seulement 13 %. Quant à la répartition géographique, la plupart des participants vivent en Amérique du Nord. Plus précisément, 52 % d'entre eux vivent au Canada, 31 % aux États-Unis, et seulement 17 % vivent ailleurs (Europe).

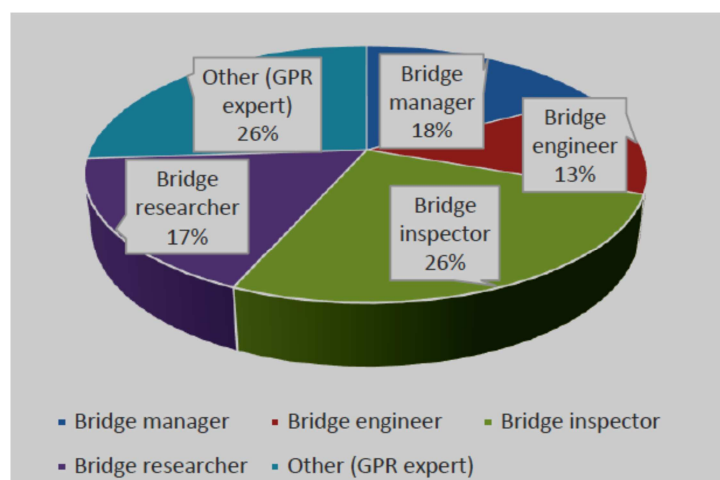


Figure 5.31 La classification des répondants basée sur le domaine d'expertise

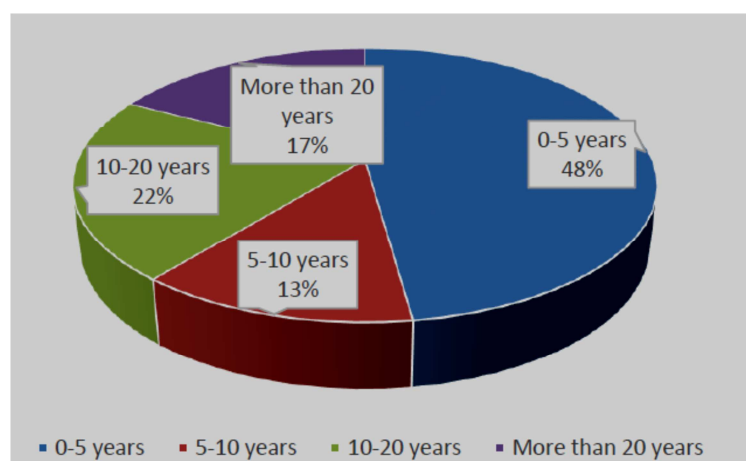


Figure 5.32 La classification des répondants basée sur les années d'expérience

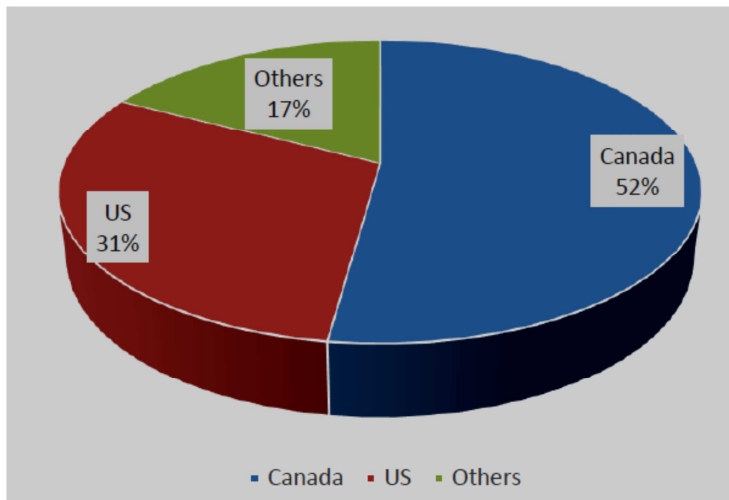


Figure 5.33 La classification des répondants basée sur la région

5.4.3.3 Analyse des réponses au questionnaire d'enquête

5.4.3.3.1 Étalonnage de la fonction d'appartenance

La question 4 est la question la plus importante pour l'étalonnage des fonctions d'appartenance. Bien que toutes les réponses à cette question soient présentées au Tableau 5.6, le processus d'étalonnage est décrit ci-dessous.

Étape 1. Vérification du premier niveau de cohérence

Comme l'indique le questionnaire, les experts étaient censés donner des avis cohérents, c'est-à-dire que la valeur attribuée à P1 devait être supérieure à celle qui était attribuée à P2, tout comme pour T1 et T2. Cependant, comme les experts ne connaissaient pas le chiffre donné par les autres participants, la cohérence devrait être vérifiée à deux niveaux, soit pour chacun des experts et pour le groupe dans son ensemble. Comme on peut le constater au Tableau 5.6, en ce qui concerne la vérification de premier niveau, pris individuellement, aucun expert n'a fait preuve d'un jugement incohérent.

Tableau 5.6 Résumé des réponses de la question 4

N° de la réponse	P1	P2	T1	T2
1	90	50	75	30
2	70	40	80	60
3	60	40	60	40
4	80	30	60	30
5	80	60	80	60
6	70	30	70	40
7	70	30	75	25
8	75	55	70	45
9	85	70	75	50
10	80	60	80	60
11	60	40	80	60
12	80	50	70	40
13	75	55	80	60
14	75	45	60	40
15	80	40	70	30
16	70	50	60	40
17	80	50	70	50
18	75	25	75	25
19	70	30	70	30
20	66	33	66	33
21	60	30	50	30
22	85	65	80	60
23	80	60	80	70

Étape 2. Vérification du deuxième niveau de cohérence

Afin de vérifier le deuxième niveau de cohérence, soit pour l'ensemble du groupe, un histogramme et une courbe de distribution jugée normale sont présentés pour chaque paire de nombres, c'est-à-dire P1 et P2, et T1 et T2. Bien que ces représentations soient illustrées à la Figure 5.34 et à la Figure 5.35, comme on peut le constater dans les deux cas, une certaine incohérence dans l'ensemble du groupe doit être éliminée.

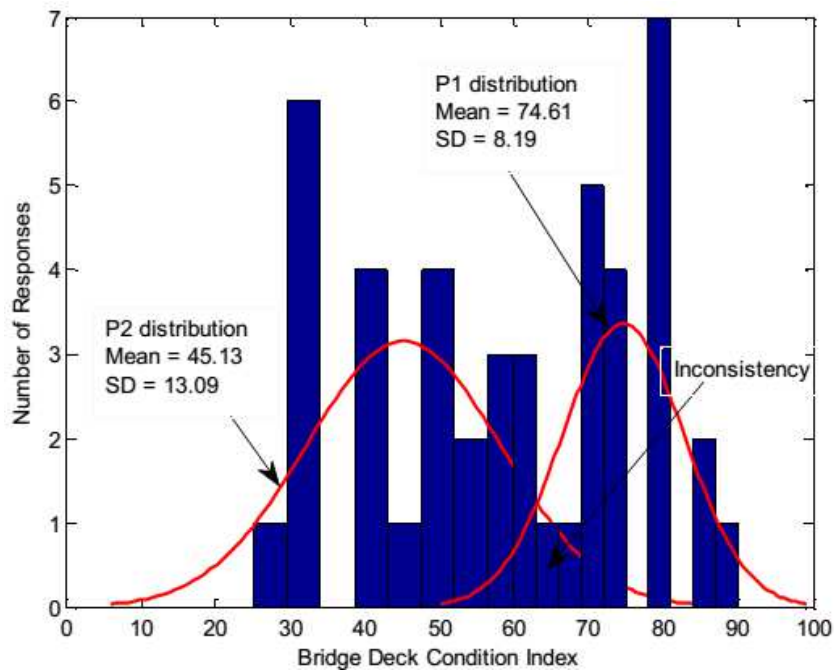


Figure 5.34 Incohérence entre P1 et P2

Premièrement, les réponses du Tableau 5.6 ont été triées en ordre croissant des valeurs dans chaque colonne, comme l'illustre le Tableau 5.8. Ensuite, toutes les valeurs du Tableau 5.8 se trouvant dans la zone d'incohérence sont mises en évidence et elles pourraient être éliminées. La suppression est effectuée en fonction de l'écart par rapport au modèle de distribution normale, en utilisant des écarts-types. Pour les valeurs P1 et P2, par exemple, le nombre 60 semble être présent dans les colonnes P1 et P2. Pour déterminer si cette valeur devrait être supprimée de l'échantillon P1 ou P2, le calcul présenté au Tableau 5.7 est utilisé. Comme on peut le constater, la valeur 60 est plus proche de la moyenne de P2 et devrait donc être retirée de l'échantillon P1.

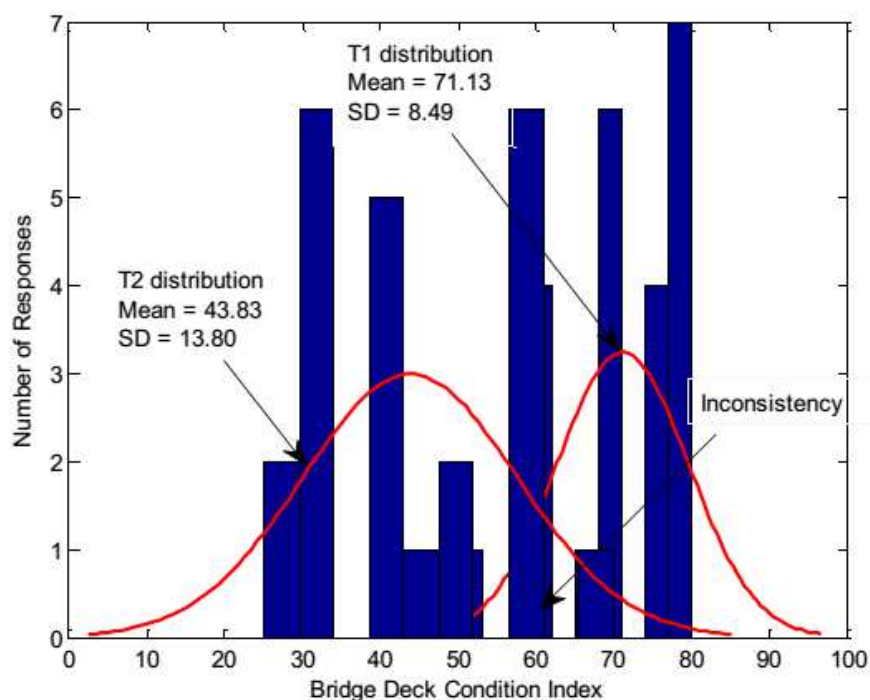


Figure 5.35 Incohérence entre T1 et T2

Tableau 5.7 Calcul de la distance pour éliminer l'incohérence

Échantillon	Moyenne	Écart-type	Candidat à la suppression	Écart
	(1)	(2)	(3)	(1-3)/2
P1	74,61	8,19	60	1,78
P2	45,13	13,09	60	1,13

En suivant la même méthode, toutes les valeurs supprimées de chaque échantillon sont mises en évidence et présentées au Tableau 5.8. Comme on peut le voir, cette méthode d'élimination des incohérences permet également de réduire au minimum le nombre de réponses supprimées.

Tableau 5.8 Réponses réarrangées pour la question 4

N° de la réponse	P1	P2	T1	T2
1	60	25	50	25
2	60	30	60	25
3	60	30	60	30
4	66	30	60	30
5	70	30	60	30
6	70	30	66	30
7	70	33	70	30
8	70	40	70	33
9	70	40	70	40
10	75	40	70	40
11	75	40	70	40
12	75	45	70	40
13	75	50	75	40
14	80	50	75	45
15	80	50	75	50
16	80	50	75	50
17	80	55	80	60
18	80	55	80	60
19	80	60	80	60
20	80	60	80	60
21	85	60	80	60
22	85	65	80	60
23	90	70	80	70

Étape 3. Régression linéaire permettant de déterminer les limites de la fonction d'appartenance

Compte tenu des valeurs retenues pour chaque échantillon du Tableau 5.9, et comme les fonctions d'appartenance sont censées être linéaires par morceaux, les limites des fonctions d'appartenance sont déterminées en fonction d'une régression linéaire, comme l'illustre la Figure 5.36. Enfin, les fonctions d'appartenance déterminées à partir des résultats du Tableau 5.9 pour P1 et P2, et T1 et T2 sont présentées à la Figure 5.37 et à la Figure 5.38 respectivement.

Tableau 5.9 Les valeurs retenues et retirées pour chaque échantillon

N° de la réponse	P1	P2	T1	T2
1	60	25	50	25
2	60	30	60	25
3	60	30	60	30
4	66	30	60	30
5	70	30	60	30
6	70	30	66	30
7	70	33	70	30
8	70	40	70	33
9	70	40	70	40
10	75	40	70	40
11	75	40	70	40
12	75	45	70	40
13	75	50	75	40
14	80	50	75	45
15	80	50	75	50
16	80	50	75	50
17	80	55	80	60
18	80	55	80	60
19	80	60	80	60
20	80	60	80	60
21	85	60	80	60
22	85	65	80	60
23	90	70	80	70

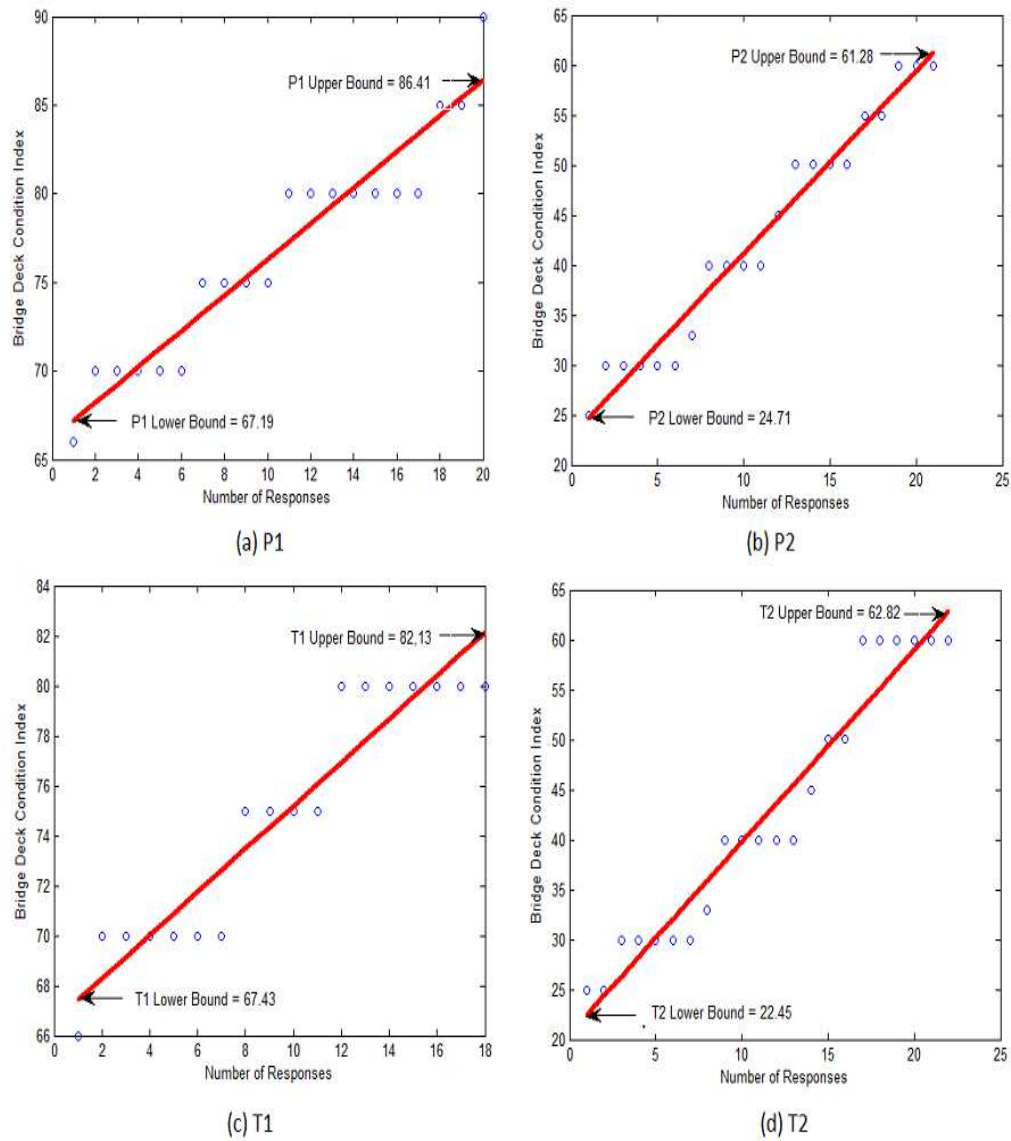


Figure 5.36 Régression linéaire pour la calibration de la fonction d'appartenance

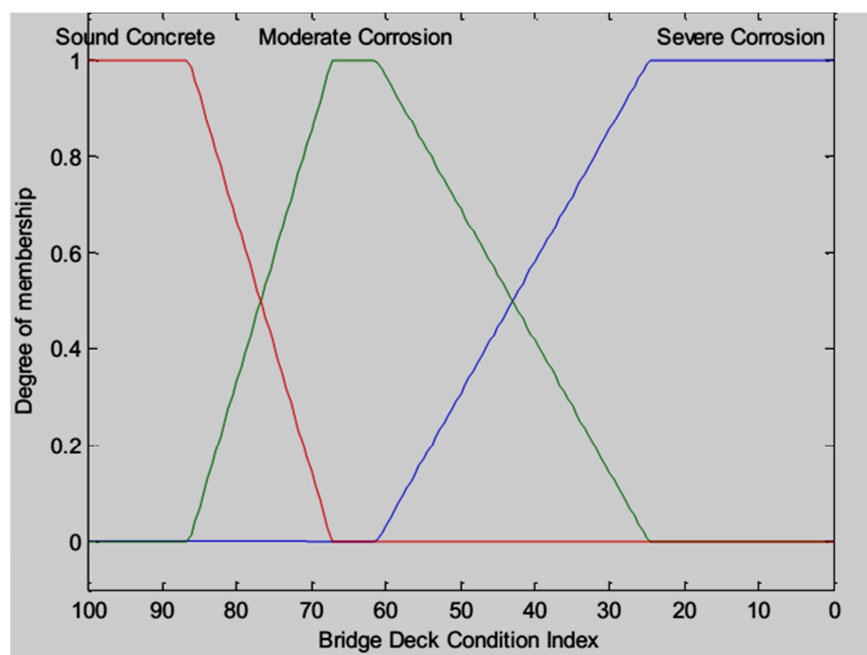


Figure 5.37 Fonctions d'appartenance calibrées sur la base de P1et P2

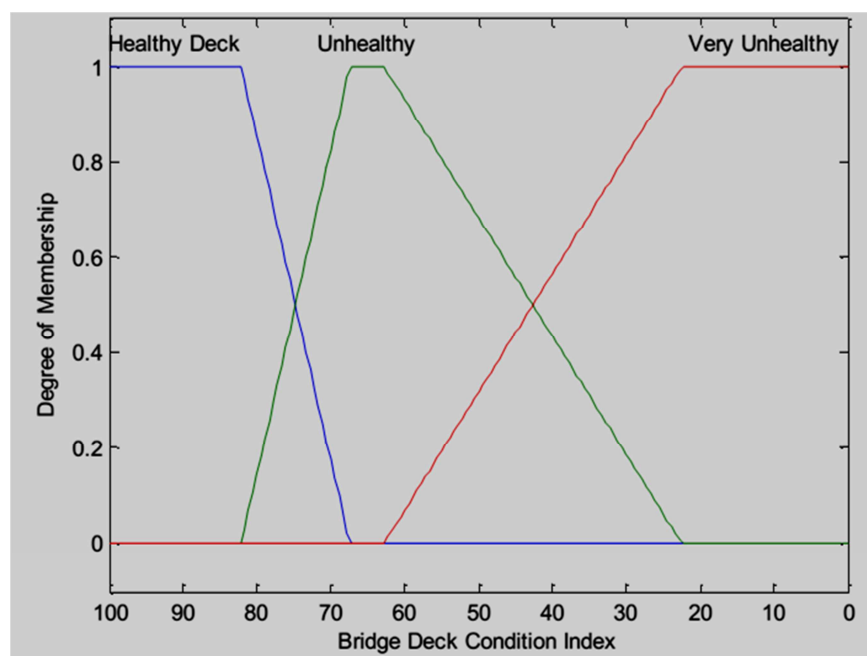


Figure 5.38 Fonctions d'appartenance calibrées sur la base de T1 et T2

5.4.3.3.2 Sélection d'une méthode de défuzzification (clarification)

Idéalement, l'indice de corrosivité de la dalle de pont (BDCl) devrait être une valeur se situant entre 100 et 0; toutefois, en raison des renseignements flous tirés de la carte de corrosivité créée à partir des données de géoradar, il n'est pas possible d'obtenir cette plage de valeur pour le BDCl calculé à partir du modèle. Par conséquent, dans le cadre de cette recherche, on a choisi, entre la méthode du *centroïde* et celle de la *médiane* pour la clarification de l'ensemble de données flous obtenu, la stratégie qui procure la plage maximale pour l'indice. Comme on peut le constater à la Figure 5.39, même si la différence était faible, la *méthode de clarification par la médiane* a été choisie.

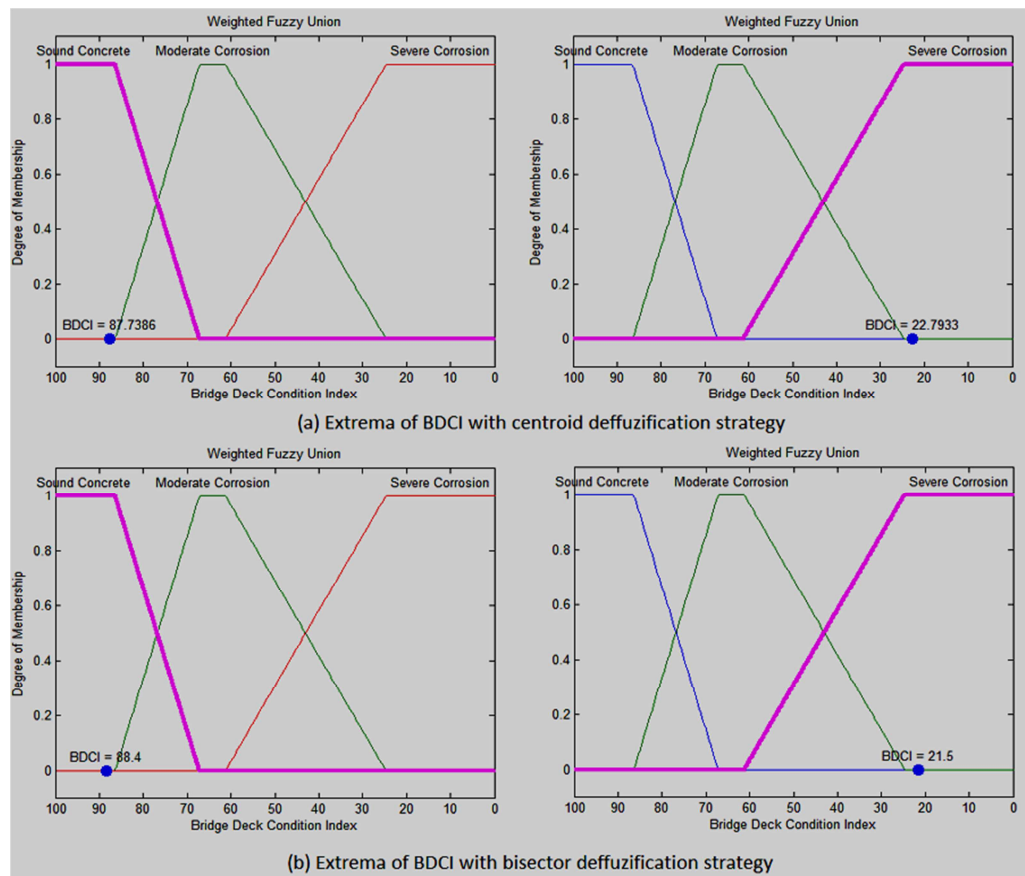


Figure 5.39 Comparaison entre deux méthodes de défuzzification

5.4.3.3.3 Mesures d'intervention

À la question 5 de l'enquête, comme on peut le constater à la Figure 5.40, 65 % des participants ont proposé de réparer les dalles de ponts en mauvais état, avec la possibilité de reporter l'intervention; personne n'a suggéré de remplacer la dalle au complet; 18 % ont recommandé l'option « aucune mesure, mais augmentation de la fréquence des activités de surveillance », tandis que 17 % pensaient à d'autres solutions comme des essais de dépistage du chlorure ou d'autres techniques de NDE.

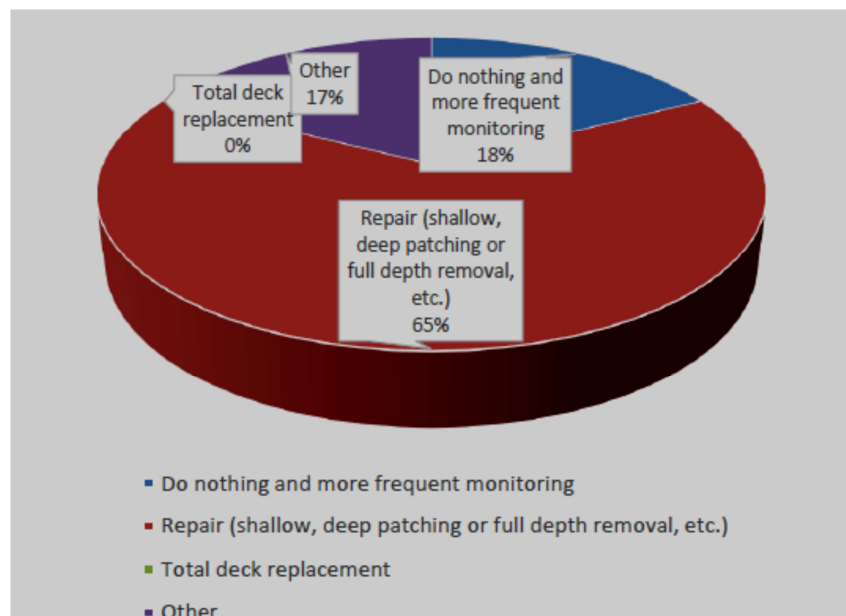


Figure 5.40 Intervention suggérée pour les dalles de ponts en mauvais état avec un BDCI plus petit que le seuil T1

En ce qui concerne la question 6, comme on peut le constater à la Figure 5.41, 57 % des participants ont proposé le remplacement de toute la dalle, alors que 30 % d'entre eux recommandent la réparation et 13 % proposent d'autres mesures. Parmi les nouvelles mesures d'intervention proposées, il y a 1) *le renforcement de la dalle* et 2) le remplacement partiel de la dalle pour la sécurité des usagers, jusqu'à ce que des plans puissent être faits en vue du remplacement total de la dalle.

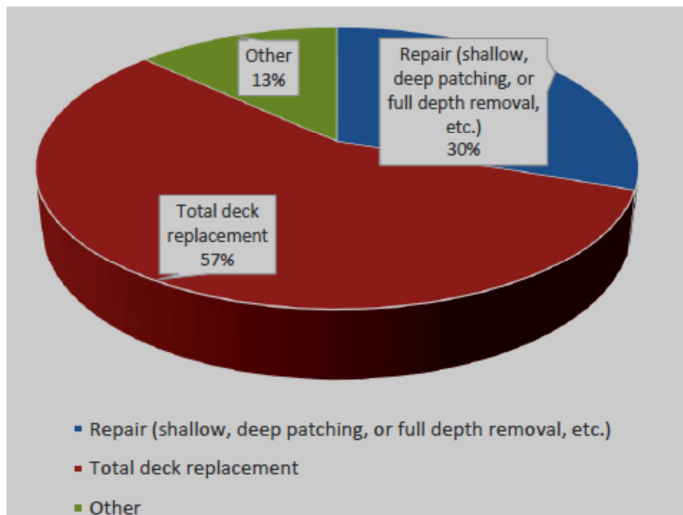


Figure 5.41 Actions d'intervention suggérées pour les dalles de ponts en mauvais état avec un BDCI plus petit que le seuil T2

Bien que la majorité des experts ont répondu en choisissant l'une des mesures d'intervention figurant dans la liste fournie par les responsables de l'enquête, ils n'étaient pas tous satisfaits des choix qui leur étaient offerts. Dans leurs commentaires, ils ont exprimé le souhait 1) de pouvoir communiquer et discuter directement avec les auteurs ou 2) de pouvoir choisir une autre mesure que celles qui étaient offertes. En ce qui concerne les seuils du BDCI et les mesures d'intervention correspondantes, le MTQ a recommandé les deux scénarios suivants.

Selon le premier scénario, une seule valeur de seuil T est utilisée. Dans ce cas, si le BDCI est supérieur à T, aucune mesure n'est prise; sinon, une intervention devrait être prévue dans 5 à 20 ans pour la dalle concernée. Selon le second scénario, deux valeurs de seuil T1 et T2 sont utilisées. Dans ce cas, si le BDCI est supérieur à T1, aucune mesure de réparation ou de remplacement n'est prise; si le BDCI est inférieur à T1 et supérieur à T2, une intervention devrait être prévue dans 10 à 20 ans; et si le BDCI est inférieur à T2, une intervention devrait être prévue dans 0 à 10 ans, et dans moins de 5 ans dans des cas exceptionnels.

En revanche, les chercheurs ont également reçu de la part d'un expert ayant participé à l'enquête une suggestion selon laquelle ils devraient envisager un plus grand nombre de points de décision (seuils) que les deux (T1 et T2) qui sont utilisés dans le questionnaire. Compte tenu de toutes ces suggestions, une stratégie globale d'utilisation du BDCI est proposée à la section suivante.

5.4.4 Mise en œuvre de l'indice de corrosivité d'une dalle de pont

Cette section présente la mise en œuvre du modèle BDCI dans une étude de cas menée au New Jersey, dans le cadre de laquelle les données de géoradar de la Figure 5.16 et la Figure 5.17 pour quatre ensembles de données sont utilisées. Comme on peut le voir, une tendance raisonnable se dégage des valeurs obtenues entre mai 2008 et septembre 2013; toutefois, elles suggèrent une amélioration de l'état pour les ensembles de données de juin et de décembre 2012. Ce problème est causé par certaines variables inconnues qui ont une incidence sur l'interprétation des données d'amplitude de géoradar.

Bien qu'elles présentent certaines fluctuations, toutes les valeurs du BDCI de la Figure 5.42 suggèrent que l'état de la dalle se classe dans la catégorie B en matière d'intervention, où seule une surveillance par géoradar est prévue au cours des 5 à 10 prochaines années. Ce résultat est raisonnable, si l'on considère la représentation de l'état de la dalle de la Figure 5.18 et les résultats de l'essai de résistivité du béton présentés à la Figure 5.19.

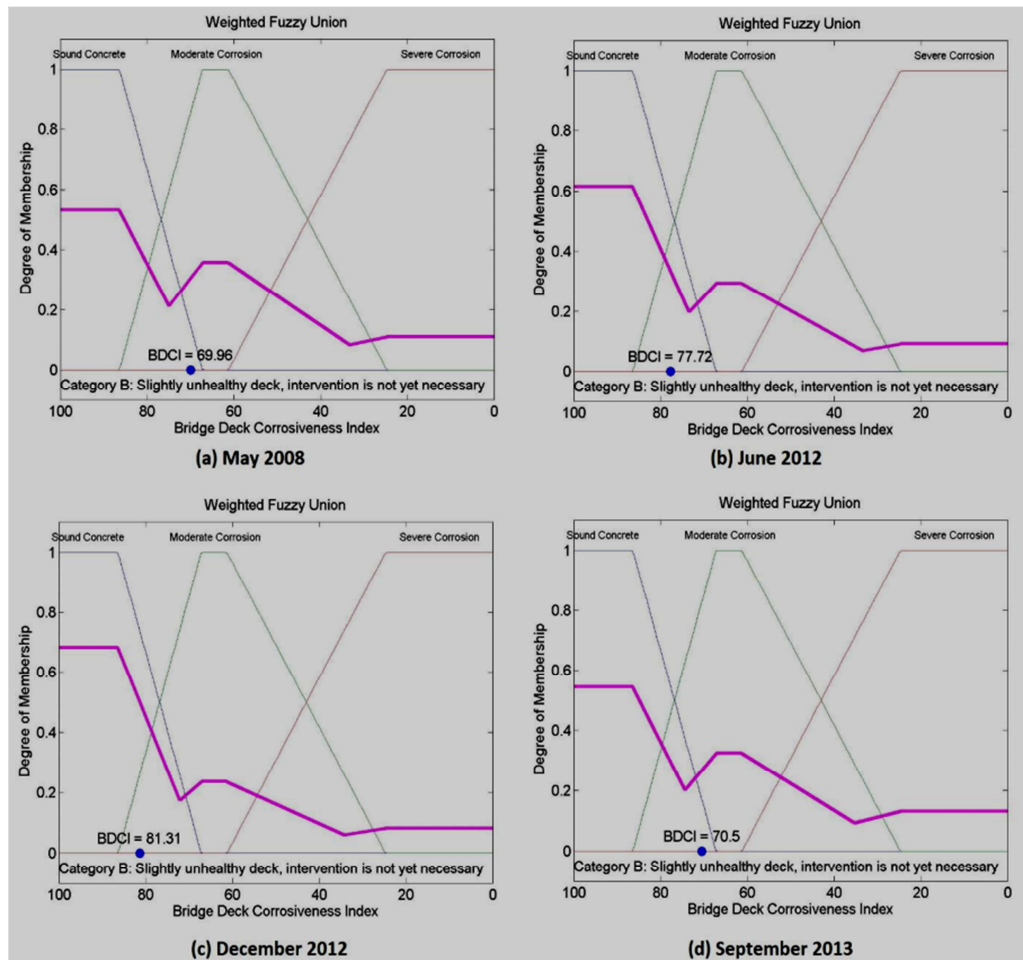


Figure 5.42 Calcul du BDCI pour quatre ensembles des données

5.4.5 Utilisation stratégique de l'indice de corrosivité d'une dalle de pont (BDCI)

Comme on peut le voir au Tableau 5.10, le cloisonnement est flou pour les deux seuils T1 et T2, lorsque chacun d'eux a une limite inférieure et une limite supérieure, comme l'indique la Figure 5.39 en c) et en d). Cela signifie que pour une même valeur du BDCI qui se trouve dans ces zones floues, les experts ne s'entendent pas sur l'intervention nécessaire pour une dalle de pont à laquelle ce BDCI a été attribué. Par exemple, si une dalle de pont a un BDCI de 80, certains experts seraient d'avis que cette dalle est en bon état alors que d'autres jugeraient qu'elle est en mauvais état et qu'elle nécessite une intervention. Compte tenu de ces régions floues et des recommandations décrites ci-dessus, il serait raisonnable de redéfinir des niveaux relatifs aux besoins d'intervention qui intègrent les limites inférieures et supérieures de T1 et T2.

Les niveaux de BDCI proposés et les mesures recommandées correspondantes sont présentés au Tableau 5.10.

Tableau 5.10 Stratégie d'utilisation du BDCI et du système d'inspection

Niveau d'intervention nécessaire	Valeur du BDCI	Description des besoins d'intervention	Mesures recommandées dans les 20 prochaines années
A	100 à 82,13	Dalle en très bon état, aucune intervention nécessaire.	Aucune mesure à prendre, la prochaine inspection par géoradar est prévue dans 10 à 20 ans.
B	82,13 à 67,43	Dalle en bon état; une intervention n'est pas encore nécessaire.	Aucune mesure à prendre, la prochaine inspection par géoradar est prévue dans 5 à 10 ans.
C	67,43 à 62,82	Dalle légèrement en mauvais état; une intervention est nécessaire, mais elle peut être reportée.	1. Une réparation de la dalle est prévue dans 10 à 20 ans. 2. La prochaine inspection par géoradar est prévue dans 5 à 10 ans.
D	62,82 à 22,45	Dalle en mauvais état; une intervention est fortement recommandée.	Réparation totale de la dalle dans 0 à 10 ans ou remplacement de la dalle prévu dans 10 à 20 ans.
E	22,45 à 0	Dalle en très mauvais état, intervention immédiate nécessaire.	Un remplacement de la dalle est prévu dans 0 à 10 ans.

Comme l'indique le Tableau 5.10, à certains niveaux du BDCI, au lieu de n'avoir qu'un seul type d'intervention, une liste de mesures réalisables peut être fournie. Si tel est le cas, les mesures d'intervention recommandées sont présentées en ordre de priorité; en d'autres termes, la mesure d'intervention figurant en premier est recommandée plus fortement que la deuxième, et ainsi de suite. Cette démarche est plus utile que celle de fournir une seule mesure, compte tenu du fait que les dalles de ponts sont en concurrence les uns envers les autres en raison du budget d'entretien limité.

Comme c'est au point de décision de 10 ans que le nombre de catégories ou groupes (K) est déterminé en ce qui a trait à l'amplitude des réflexions sur les barres d'armature supérieures (section précédente), on peut utiliser le même raisonnement pour déterminer un maximum de 10 à 20 ans entre les balayages par géoradar. Compte tenu du taux de détérioration

généralement élevé dans les dalles de pont, une dalle en bon état peut subir une corrosion considérable sans qu'elle soit détectée, si cette période est trop longue. D'autre part, en ce qui concerne les ponts présentant des signes de mauvais état, il est suggéré au Tableau 5.10 d'augmenter la fréquence d'inspection par géoradar si une mesure d'intervention n'est pas prise.

En plus d'offrir des renseignements importants qui sont utilisés par le planificateur de l'entretien des ponts et le gestionnaire du programme des ponts, le modèle BDCI élaboré dans le cadre de cette recherche est également un outil utile pour les décideurs des hautes instances ou les élus. Par exemple, ces organismes peuvent utiliser l'indice pour communiquer avec le public afin d'attirer l'attention sur l'état d'une dalle de pont ou pour justifier un budget demandé pour résoudre des problèmes sur un pont donné.

5.5 Discussion

La méthode d'analyse fondée sur la corrélation peut être mise en œuvre en très peu de temps et peut être informatisée. Plus précisément, en utilisant la méthode fondée sur la corrélation, l'analyste n'a pas besoin de choisir l'amplitude des réflexions sur chacune des barres d'armature, ce qui serait un processus long et fastidieux. Il lui suffit de tronquer les profils afin de s'assurer que les deux profils de balayage commencent et finissent aux mêmes points, et qu'ils comportent le même nombre de balayages. De plus, contrairement à la méthode d'amplitude des réflexions, l'analyse par corrélation permet d'éliminer naturellement toutes les anomalies d'amplitude causées par les variations de profondeur et d'espacement des barres d'armature, ou celles qui découlent de la conception de la structure et des renforcements. Elle permet de mettre en lumière les défauts associés au processus de détérioration comme la corrosivité et la délamination, tout en éliminant les erreurs causées par des variations liées à des travaux de construction conformes à la conception ou à des caractéristiques intégrées à la dalle de pont. Ce sont ces mêmes variations qui nécessitent généralement le recours à des analystes experts qui doivent interpréter de manière interactive les données d'amplitude de l'armature recueillies et traitées manuellement, ou à des spécialistes de l'assurance de la qualité (AQ) qui doivent passer en revue ce travail. Ce sont également ces mêmes caractéristiques structurales qui sont à l'origine de signaux soudains et imprévisibles dans les données de balayage B de géoradar qui entraînent un mauvais fonctionnement des programmes automatisés de sélection des barres d'armature.

Toutefois, pour que la méthode soit intégrée à la pratique courante, il faut suivre une démarche standard de collecte de données. En premier lieu, toutes les données doivent être recueillies selon les mêmes paramètres et avec le même type d'équipement, c.-à-d. un appareil du même fabricant et de même modèle fonctionnant à la même fréquence. Les paramètres du système qui sont importants pour la mise en application de cette méthode sont notamment le gain, la plage de valeurs, le filtre, le nombre d'échantillons par balayage et le nombre de balayages par unité de longueur. Si l'un de ces paramètres est différent pour les données de séries chronologiques, elles doivent être manipulées afin d'ajuster la variance; chacune de ces manipulations entraîne de fausses différences entre les données qui n'existeraient pas autrement. Cela a été démontré par un exemple simple lié à une étude de cas où la distance a dû être normalisée en raison de la différence dans le nombre de balayages par unité de longueur entre deux ensembles de données. Cette fonction est utilisée dans le logiciel RADAN afin d'adapter les données variables à un nombre de balayages constant par unité de longueur. Il réduit ou augmente le nombre de balayages d'amplitude au moyen d'un algorithme d'interpolation entre des formes d'onde adjacentes. Idéalement, on ne devrait avoir recours aux ajustements de ce genre que peu souvent; il est donc préférable d'utiliser le même nombre de balayages par unité de longueur pour chaque activité de collecte de données de géoradar que de chercher à obtenir l'équivalent au moyen de l'interpolation.

Deuxièmement, en ce qui concerne le positionnement du chemin de balayage, ces lignes devraient être soigneusement définies la première fois, puis enregistrées et conservées dans une base de données afin de pouvoir les récupérer facilement à l'avenir. Dans le cadre de l'étude de cas de la présente recherche, des renseignements simples recueillis lors d'une collecte de données antérieure ont été utilisés pour trouver des lignes de balayage utilisées précédemment. Toutefois, étant donné l'avancement rapide des technologies modernes comme la cinématique en temps réel (RTK), le système de positionnement global différentiel (GPS) ainsi que l'utilisation prévue des données de robotique à l'avenir (La et coll., 2013), on prévoit que les erreurs de positionnement entre les données de séries chronologiques seront moins fréquentes à l'avenir. Si tel est le cas, la valeur de seuil étalonnée dans le cadre de la présente étude devrait également être modifiée.

Comme on l'a constaté lors de l'analyse d'amplitude de l'étude de cas, les conditions météorologiques et l'humidité sont également des facteurs qui peuvent avoir une incidence sur les signaux de géoradar et de ce fait, sur le rendement de la méthode proposée dans cette étude. Cependant, comme pour l'erreur de positionnement, le bruit électromagnétique ou

l'instabilité du système, les effets de ces facteurs pourront être pris en considération dans le cadre d'une étude à venir avec le nouvel étalonnage de seuil. Plus précisément, une période plus longue et différentes conditions météorologiques seront utilisées dans l'étalonnage du seuil. Dans le cadre de la présente étude, ce délai n'était que d'une journée.

Le concept de base appuyant l'approche par corrélation, qui possède à la fois les caractéristiques de l'analyse fondée sur l'amplitude des réflexions et de l'analyse d'images, est très facile à comprendre. Il permet de prédire les risques de détérioration du béton en fonction de tout changement d'amplitude ou de forme du signal dans son ensemble. La méthode a comme seul inconvénient de nécessiter des données de référence pour être mise en application. Évidemment, cela entraîne des coûts d'inspection plus élevés à court terme, à la première collecte de données. Cependant, ce coût est négligeable lorsque le géoradar est utilisé, puisque le balayage d'une dalle de pont moyen ne prend que quelques heures et ne nécessite qu'un ou deux techniciens. Même si l'on tient compte des coûts liés au contrôle de la circulation sur un pont très achalandé, par rapport à ceux qui sont liés aux longues inspections faisant appel à une méthode coûteuse comme le potentiel de demi-cellule, cette méthode demeure rentable malgré les quelques heures nécessaires à la collecte de données de géoradar de référence.

En plus d'être utilisées pour les évaluations futures des états par séries chronologiques, ces données de référence peuvent servir à d'autres fins. En premier lieu, ces données peuvent être utilisées dans le cadre des inspections de la qualité de construction, c.-à-d. pour détecter les vides, les fissures ou d'autres anomalies causées par des problèmes de construction. Le DOT (Department of Transportation) de certains États américains exige l'utilisation du géoradar (offrant une résolution 1,5 GHz ou plus) aux fins de vérification d'AQ de la couche supérieure en béton, pour s'assurer de sa conformité aux spécifications de construction (Perkins et coll., 2000). En outre, des connaissances précises sur les variations de la position de la nappe supérieure d'armature dans les dalles neuves servent de base de référence pour la modélisation de la durée de vie en fonction de la diffusion des chlorures (Weyers, 1998, Liu et Weyers 1998, Suwito et Xi, 2003); toutefois, la plupart des modèles supposent à tort que l'épaisseur de conception du recouvrement de béton du dessus de la dalle ou la profondeur déterminée à partir d'un échantillonnage aléatoire est représentative de la profondeur des barres d'armature sur l'ensemble de la dalle de pont. Par conséquent, l'utilisation des mêmes données de géoradar de référence à plusieurs fins est justifiée sur le plan économique, à de nombreux égards.

En ce qui concerne l'amélioration apparente de l'état de la dalle de pont suggérée par la méthode d'analyse d'amplitude des réflexions de l'étude de cas de la présente étude, ce résultat est encore mal compris. En plus des quelques tentatives d'explication présentées précédemment durant l'analyse, comme les conditions météorologiques, l'humidité, l'équipement, le chlorure ou les effets saisonniers, d'autres variables inconnues sont à l'origine de l'échec de toutes les méthodes de normalisation utilisées dans cette étude. Alors que ces variables devraient être étudiées et prises en considération dans les études futures aux fins de normalisation, l'évaluation des défauts probables du béton fondée sur l'ensemble des changements subis par les signaux demeure une solution valable.

Enfin, le cadre d'inspection fondé sur l'analyse par corrélation des séries chronologiques est considéré comme la principale découverte de cette étude et devrait être intégré à la pratique à long terme. Cependant, comme ce cadre nécessite des données de référence qui ne sont pas disponibles pour la plupart des dalles de ponts exploitées, il est recommandé de recourir à la méthode d'étalonnage de seuil fondée sur le regroupement des K-moyennes en guise de solution de rechange pendant la période de transition. Par conséquent, l'indice de corrosivité de la dalle de pont élaboré dans le cadre de cette étude est fondé sur les données de géoradar obtenues grâce à cette solution de rechange, bien que de légères erreurs liées à cette méthode aient été soulevées dans l'étude de cas.

CHAPITRE 6 ÉTUDES DE CAS DE L'APPROCHE DE CETTE RECHERCHE

6.1 Collecte de données

Le présent chapitre décrit le processus de collecte des données adopté pour toutes les études de cas. Les données portent sur un pont situé au New Jersey (États-Unis) et cinq dalles de ponts en béton se trouvant au Québec, qui ont été analysés par géoradar. On dispose en dossier de données d'analyse par géoradar autrefois recueillies sur l'un des ponts au Québec et sur le pont du New Jersey. Vous trouverez ci-dessous une description détaillée de chaque étude de cas.

6.1.1 Pont Pohatcong, New Jersey, États-Unis

Construit en 1978 dans le comté de Warren, au New Jersey, le pont Pohatcong (figure 6.1) comporte une dalle de béton nu. Ce pont a fait l'objet d'une étude approfondie par géoradar de 2008 à 2013, période au cours de laquelle quatre ensembles de données ont été recueillis par géoradar, soit en mai 2008, en juin 2012, en décembre 2012 et en septembre 2013.



Figure 6.1 Pont Pohatcong

Les quatre ensembles de données ont été recueillis aux mêmes lignes d'arpentage au moyen du même géoradar de GSSI. Toutefois, les trois premiers ensembles de données ont été recueillis par l'Université Rutgers au moyen du même géoradar, et le quatrième a été recueilli par l'Université Concordia au moyen de l'équipement emprunté à Radex Detection Inc. Des renseignements détaillés sur l'équipement utilisé et les paramètres de chaque ensemble de données sont résumés au tableau 6.1.

Tableau 6.1 Équipement de géoradar et paramètres pour chaque collecte de données

Information	Mai 2008	Juin 2012	Décembre 2012	Septembre 2013
Système SIR	SIR-3000	SIR-3000	SIR-3000	SIR-3000
Modèle d'antenne	5100 1,5 GHz	5100 1,5 GHz	5100 1,5 GHz	5100 1,5 GHz
Balayages/mètre	78	196	196	236
Balayages/seconde	120	120	120	120
Échantillons/balayage	512	512	512	512
Gain (nombre de points)	1	1	1	1
Valeur du gain (dB)	-5	-2	-5	0
Plage (ns)	10	12	12	10
Filtre RI, vertical, élevé (MHz)	10	-	-	10
Filtre RIF, vertical, Faible (MHz)	BOXCAR 1930	BOXCAR 1930	BOXCAR 1930	BOXCAR 1930
Filtre RIF, vertical, élevé (MHz)	BOXCAR 295	BOXCAR 295	BOXCAR 295	BOXCAR 295

Puisque l'ensemble de données recueillies en 2008 porte uniquement sur la moitié de la largeur de la dalle de pont, la recherche actuelle se limite également à cette aire. Chaque ensemble de données contient huit lignes de balayage espacées de 0,6 m, et la première ligne a un décalage de 0,3 m par rapport à la bordure. De plus, on a également exploré les anciennes données météorologiques pour connaître toutes les dates de collecte des données. Un sommaire de ces données, obtenues auprès de The Weather Underground Inc. (www.wunderground.com), se trouve au tableau 6.2.

Tableau 6.2 Données météorologiques historiques pour chaque collecte de données de géoradar

Information	Mai 2008	Juin 2012	Décembre 2012	Septembre 2013
Date de collecte des données	14 mai	27 juin	14 décembre	8 septembre
Météo à la date de collecte	Temp. moyenne de 14 °C et aucune pluie	Temp. moyenne de 19 °C et aucune pluie	Temp. moyenne de 2 °C et aucune pluie	Temp. moyenne de 19 °C et aucune pluie
Météo la veille de la date de collecte	Temp. moyenne de 13 °C et aucune pluie	Temp. moyenne de 18 °C et aucune pluie	Temp. moyenne de 2 °C et aucune pluie	Temp. moyenne de 17 °C et aucune pluie
Météo deux jours avant la date de collecte	Temp. moyenne de 9 °C et pluie – 8,64 mm	Temp. moyenne de 21 °C et pluie – 4,57 mm	Temp. moyenne de 2 °C et aucune pluie	Temp. moyenne de 15 °C et aucune pluie
Météo trois jours avant la collecte des données	Temp. moyenne de 4 °C et pluie – 0,76 mm Temp. moyenne de 19 °C et aucune pluie			
Météo quatre jours avant la collecte des données	Temp. moyenne de 20 °C et aucune pluie			
Météo cinq jours avant la collecte des données	Temp. moyenne de 22 °C et brume			
Météo six jours avant la collecte des données	Temp. moyenne de 24 °C et pluie – 17,27 mm			

6.1.2 Pont P13748, Québec, Canada

Le pont P13748 sur la figure 6.2, se situe sur le chemin Saint-Grégoire dans la municipalité de Les Cèdres et enjambe l'autoroute 20. Construit en 1965, ce pont en béton a une longueur totale de 64,6 m et il est composé de quatre travées dans la direction nord-sud. Le tablier est formé d'une dalle épaisse variant de 0,61 à 1,07 m et qui repose directement sur les piles et les culées. Le plan de la dalle de pont est présenté à la figure 6.3 a). Comme vous pouvez le voir, la largeur totale du tablier est de 12,8 m, comprenant 9,1 m de largeur carrossable, comme l'indique l'étape 1 à la page suivante. La dalle a été présentée par le MTQ, puisqu'il envisageait d'avoir recours au géoradar. Exemples de difficultés relevées : 1) l'épaisseur de la dalle est trop importante et pourrait affaiblir les signaux du géoradar; 2) l'épaisseur de la dalle est variable, ce qui complique l'interprétation des données. La dernière inspection du pont remonte à 2012 : elle avait fait ressortir que l'état de la couche de roulement en asphalte allait de moyen à mauvais, mais que la détérioration était moyenne sur environ 99 % de l'aire de la dalle en béton et seulement 1 % de la zone était fortement détérioré. La cote d'évaluation du comportement (CEC) de la dalle de béton est de 4, ce qui signifie que les défauts actuels de la dalle n'ont aucune répercussion importante sur la tenue du tablier. De plus, la moitié du pont avait été inspectée en 2005 par LVM Fondatec Inc., au moyen d'une technique d'évaluation non

destructive, le potentiel de demi-cellule. Selon les résultats de cette inspection, 25 % de l'aire inspectée était alors en bon état, tandis que de la corrosivité avait commencé à se former dans le reste de cette aire.

Puisque la dalle de pont n'a jamais été soumise à une inspection par géoradar, une nouvelle grille de balayage a été créée. On a procédé au balayage par géoradar à deux reprises en vue de vérifier la répétabilité. Voici les étapes de la collecte des données qui a été réalisée avec l'aide de M. Mehdi El-Masri (MTQ) :

Étape 1 : Établissement des chemins de balayage

Après l'étude du plan de la dalle de pont, on a établi une grille des chemins de balayage ayant un espacement 0,6 m, comme l'illustre la figure 6.3 b). Conformément à la norme ASTM D6087, cet espacement convient à une inspection par géoradar. Comme on le voit, 14 chemins au total couvrent la largeur carrossable de 9,1 m. Les extrémités de chaque chemin ont été mesurées d'une bordure à l'autre au moyen d'un ruban d'arpenteur. Ces extrémités ont ensuite été marquées.

Étape 2 : Balayage du tablier

Avant de balayer chaque chemin au moyen du géoradar, on a utilisé une corde d'arpenteur (rose) pour tracer une ligne droite entre les deux extrémités. Un opérateur a ensuite poussé un chariot transportant une antenne de géoradar de GSSI de 1,0 GHz en suivant la ligne rose, comme l'illustre la figure 6.4. Notons qu'on a utilisé une antenne de 1,0 GHz de manière à avoir une pénétration plus profonde dans l'épaisseur de la dalle. Chaque ligne a ensuite été balayée à deux reprises, soit vers l'avant et vers l'arrière. Il a fallu moins d'une heure pour balayer les 14 chemins. Vingt-huit (28) profils de géoradar (format DZT) ont été obtenus.



Figure 6.2 Pont P13748

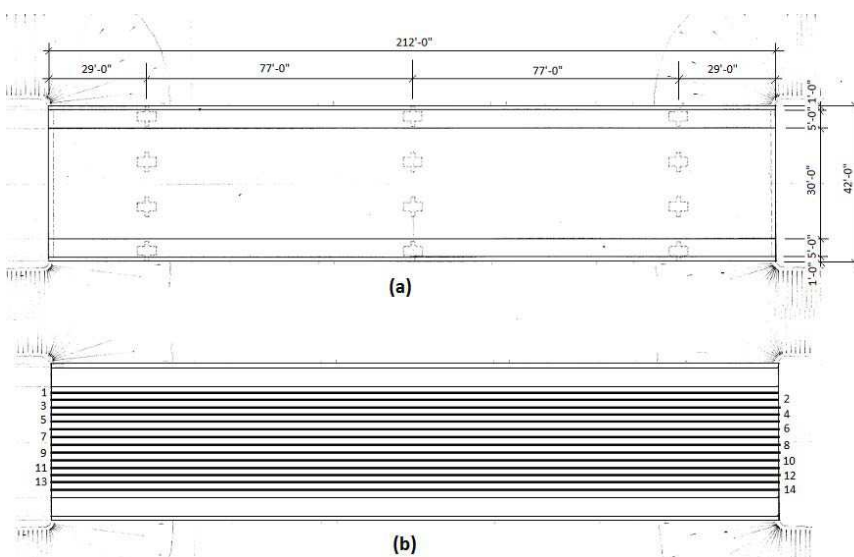


Figure 6-3 Plan de la dalle du pont P13748 et chemins de balayage établis



Figure 6.4 Balayage de la dalle du pont avec le géoradar

6.1.3 Pont P15878, Québec, Canada

Le pont P15878 se trouve sur le boulevard Lévesque Est qui enjambe l'autoroute 25 à Laval. Construit en 1966, le pont est composé d'une dalle en béton armé recouverte d'une couche d'asphalte et qui repose sur cinq poutres d'acier en forme de I. D'une largeur de 8 m et d'une longueur totale de 54,86 m, la dalle comporte trois travées continues. La travée centrale est d'une longueur de 32 m et les deux autres voies mesurent 11,43 m chacune. Comme l'illustre la figure 6.5, le pont suit un léger angle de biais de 3°8'.

La dernière inspection du pont date de 2010. Selon les conclusions du rapport d'inspection, les pourcentages de la zone correspondant aux états A, B, C et D étaient respectivement de 60 %, 33 %, 7 % et 0 %. La cote de comportement moyenne des trois travées de la dalle était d'environ 3,3.

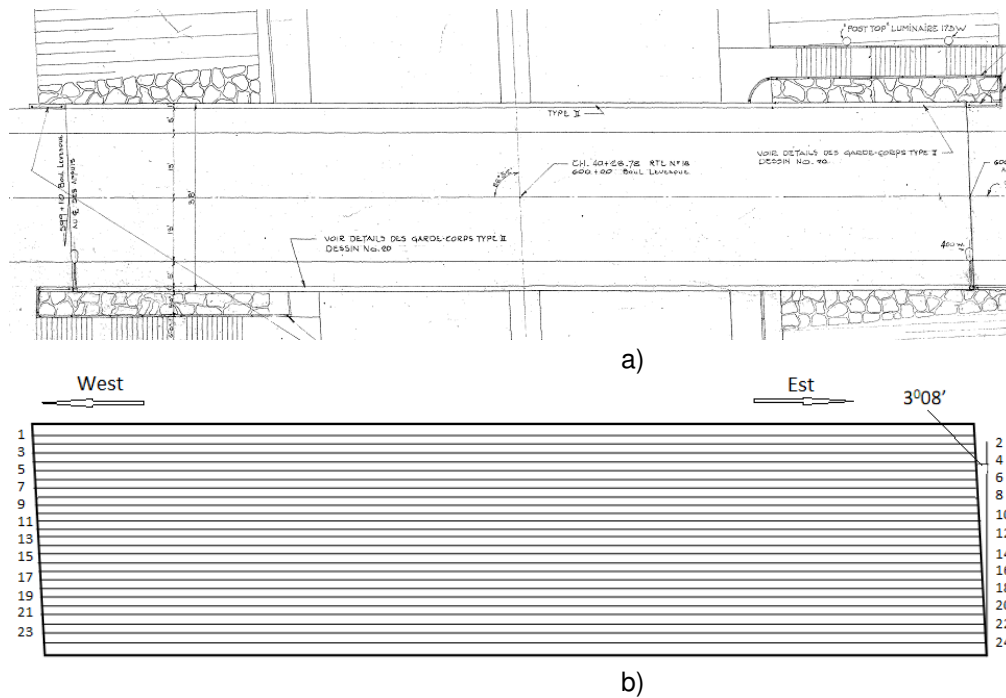


Figure 6.5 Plan de la dalle du pont P15878 et chemins de balayage établis

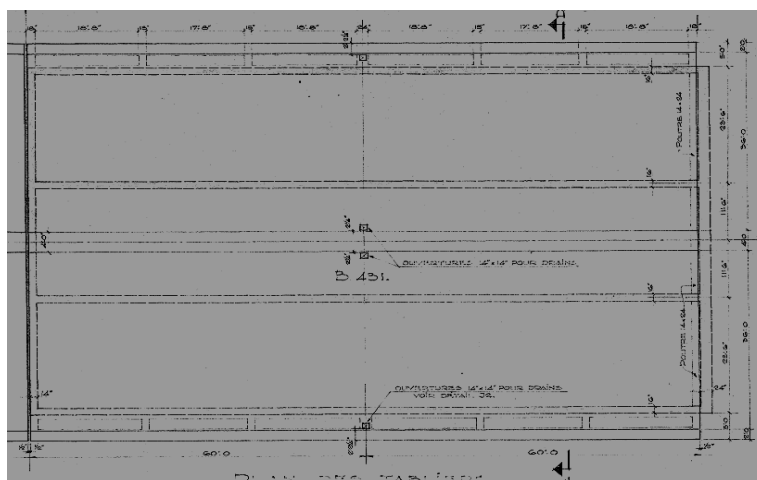
Comme dans la première étude de cas décrite plus haut, puisque la dalle du pont n'a jamais subi d'inspection par géoradar, une nouvelle grille de balayage a été créée. Comme l'illustre la figure 6.5 b), la première ligne de balayage de la grille est décalée de 0,46 m de la bordure. L'espacement des lignes au milieu est de 0,3 m (1 pied), ce qui donne 24 chemins de balayage au total. Cette grille est plus dense que celle de la première étude de cas pour permettre d'observer qu'elle en serait l'incidence ultérieure sur la précision de l'analyse des données. Le balayage par géoradar de la dalle a été réalisé à deux reprises avec l'aide de M. Mourad El-Hila (MTQ) au moyen d'une antenne de 1,5 GHz de GSSI.

6.1.4 Pont P14870-K1, Québec, Canada

Le pont P14870-K1 est un pont à densité de circulation élevée qui se trouve sur l'autoroute 40 à Montréal. Il permet les déplacements dans les deux sens et comporte trois voies pour chacune des directions est et ouest. La largeur de la plateforme de chaque direction est de 10,9 m.

La dalle, qui forme la partie supérieure d'une culée « creuse », fait 36,6 m de longueur et est supportée par quatre murs longitudinaux en béton, comme l'illustre la figure 6.6 a). Pour chaque direction, les chemins de balayage par géoradar, espacés de 0,3 m, commencent du côté nord avec un décalage de 0,6 m par rapport à la bordure ou à la médiane, comme l'illustre la figure 6.6 b). On compte 68 lignes au total pour toute la dalle, soit 34 lignes dans chaque direction.

a)



CHAPTER 1 b)



Figure 6.6 Plan de la dalle supérieure de la culée du pont P14870-K1 et chemins de balayage établis

6.1.5 Pont P00663, Québec, Canada

Le pont P00663 est un pont en béton sur le rang du Haut-de-la-Rivière Sud qui enjambe la rivière Mawcook dans la municipalité de Saint-Pie. Construit en 1952, il consiste en une dalle de béton qui prend appui sur trois poutres en béton, lesquelles sont également supportées par deux culées de béton. La dalle du pont est d'une longueur de 22,8 m et suit un angle de biais de $14^{\circ}22'$. La largeur de la dalle est de 8,8 m, ce qui comprend les 7,4 m de la largeur carrossable. La dalle a été balayée en 2009 au moyen d'une antenne de 1,5 GHz de GSSI. Le même type d'équipement et les mêmes chemins de balayage ont été utilisés pour effectuer le balayage dans le cadre de cette recherche. Le plan de la dalle de pont et la grille de balayage sont présentés à la figure 6.7. À noter que le nombre indiqué entre parenthèses à côté de chaque numéro de ligne correspond à la distance par rapport à la bordure ouest.

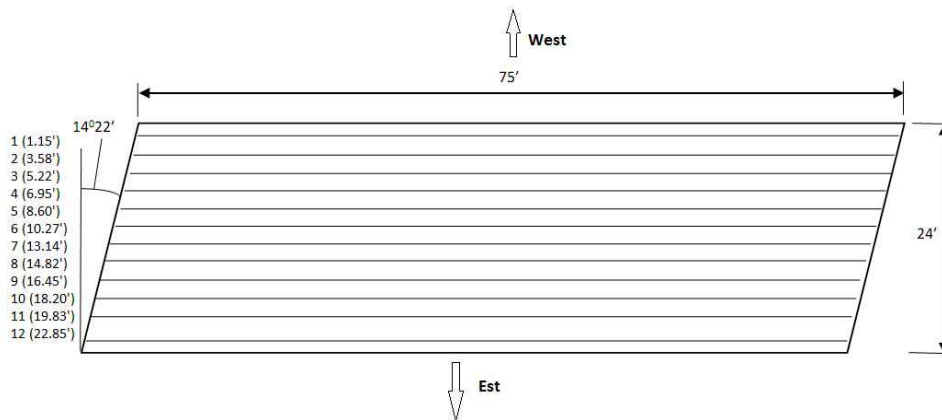


Figure 6.7 Plan de la dalle du pont P00663 et chemins de balayage

Comme on peut le voir, il y a 12 lignes pour tout le tablier. Comme on disposait de données antérieures obtenues par géoradar pour cette dalle, chaque ligne a été balayée par géoradar une seule fois.

6.1.6 Pont P04798, Québec, Canada

Le pont P04798 est un petit pont en béton qui se trouve dans la municipalité de Frelighsburg et qui est situé sur le chemin Richford, où il enjambe le ruisseau Selby. La dalle du pont est d'une longueur de 13,7 m, et 10 m de largeur, comme l'illustre la figure 6.9. La construction du pont date de 1960 et la dalle a été balayée en 2006 au moyen d'une antenne de 1,5 GHz de GSSI. Dans le cadre de cette étude, le même équipement et les mêmes chemins de balayage ont été utilisés, et la dalle a été balayée à deux reprises. Le plan de la dalle de pont et la grille de balayage sont présentés à la figure 6.8. Le nombre indiqué entre parenthèses à côté de chaque numéro de ligne correspond à la distance par rapport à la bordure nord.

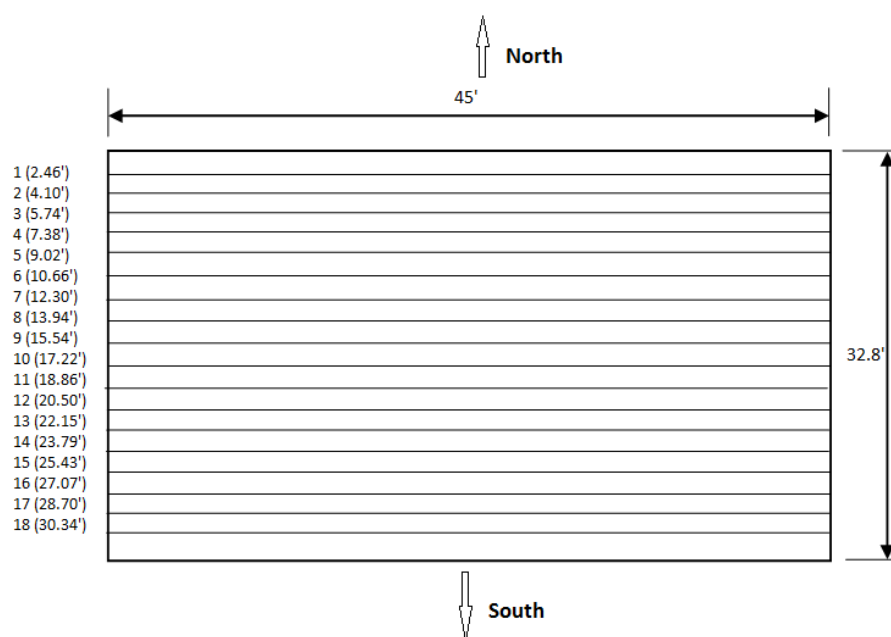


Figure 6.8 Plan de la dalle du pont P04798 et chemins de balayage

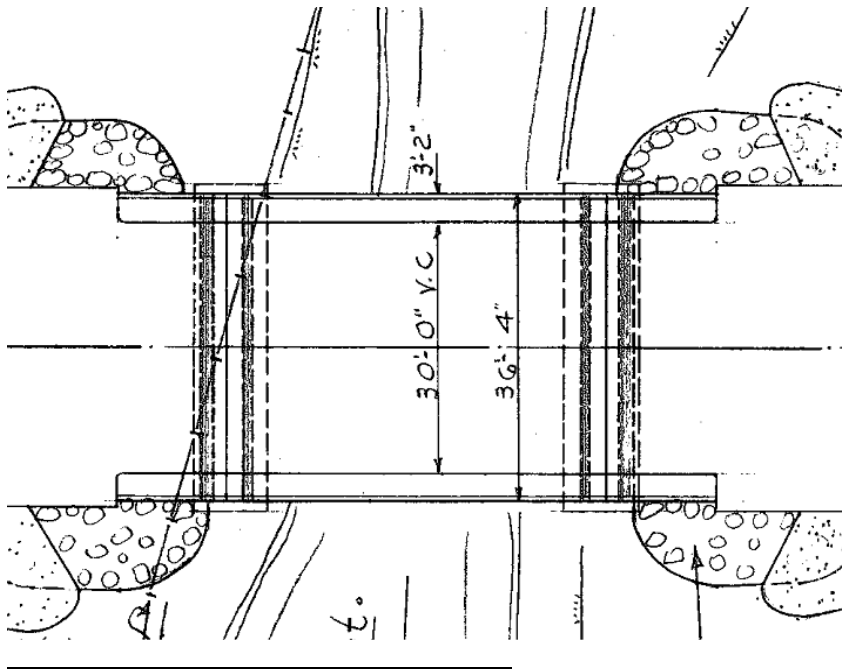


Figure 6.9 Pont P04798, Québec, Canada

6.2 Analyse des données

6.2.1 Pont P13748, Québec, Canada (tablier à dalle épaisse)

Comme l'illustre la figure 6.10, la localisation des barres d'armature n'est pas toujours une tâche facile, particulièrement quand la dalle est fortement endommagée, car alors il est difficile de bien voir l'emplacement de la barre d'armature ou le logiciel ne permet pas de localiser exactement la barre d'armature. Il faut également noter que la profondeur des barres d'armature varie, un facteur important qui a une incidence sur l'amplitude de réflexion des barres d'armature. La figure 6.11 présente la carte d'atténuation de la dalle du pont P13748 selon l'analyse de l'amplitude. Selon Parrillo et coll. (2005), le niveau de détérioration ne doit toutefois pas être déterminé uniquement en fonction des couleurs sur la carte de relief. Il a souligné que même dans le cas d'un nouveau tablier, les amplitudes de réflexion des barres d'armature varieront dans une certaine mesure puisque la profondeur des barres varie également. Selon la même logique, GSSI ne recommande pas cette technique d'interprétation de l'amplitude, car elle ne convient pas à une dalle qui ne présente aucune détérioration ou dont la détérioration est presque complète (GSSI, 2012). Pour ces raisons, on utilise généralement d'autres méthodes d'évaluation non destructive en conjonction avec le géoradar pour trouver les bons seuils du géoradar (Gucunski et coll., 2010).

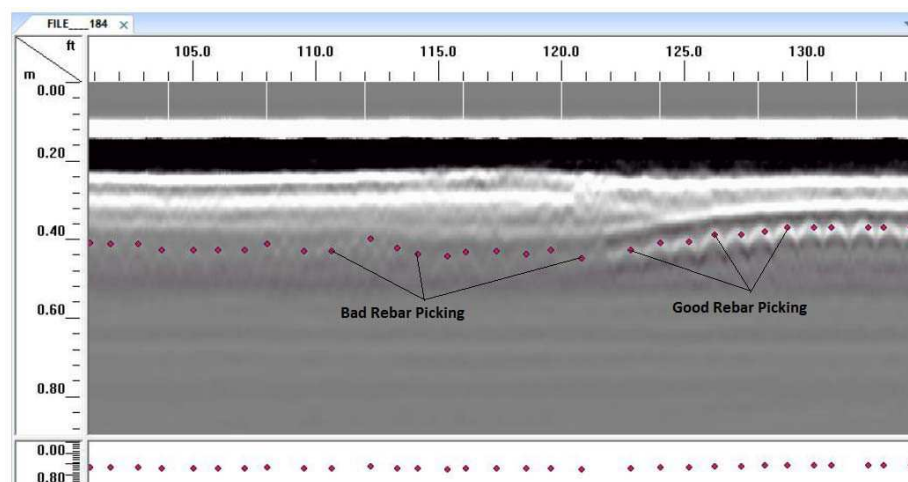


Figure 6.10 Localisation des barres d'armatures dans les profils du géoradar

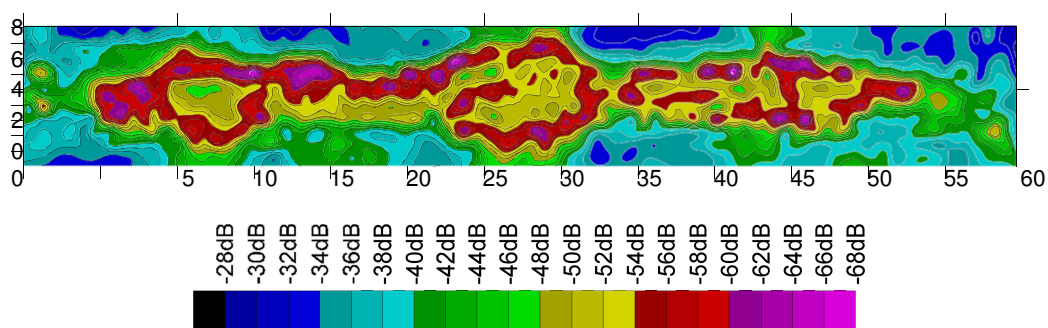


Figure 6.11 Carte de corrosivité pour la dalle du pont P13748 obtenue par la méthode de l'analyse numérique

La figure 6.12 présente la carte de corrosivité de ce pont selon la méthode de l'analyse d'images. Il est évident que le milieu de ce tablier, sur 27 à 40 m, soit environ 15 % de l'aire totale du pont, présente une corrosivité élevée et nécessite une attention immédiate, tandis que les autres aires semblent être en bon état.

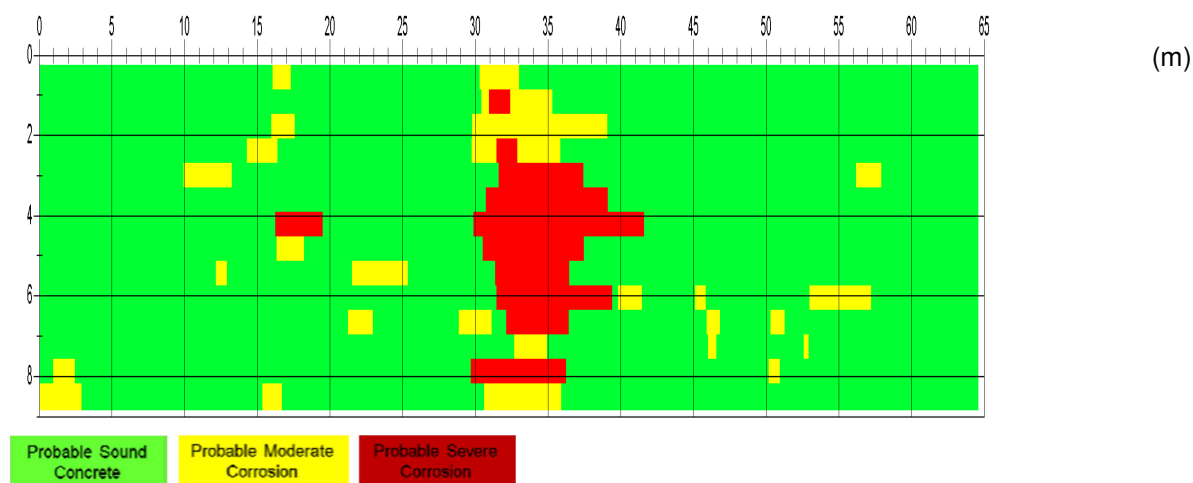


Figure 6.12 Carte de corrosivité du pont P13748 basée sur l'analyse d'images

6.2.2 Pont P-15878, Québec, Canada

Les profils de géoradar de la dalle du pont P15878 sont plus clairs en raison de la « dalle mince ». La carte d'atténuation de la dalle du pont P15878 est présentée à la figure 6.13, tandis que ses profils de géoradar se trouvent à la figure 6.14.

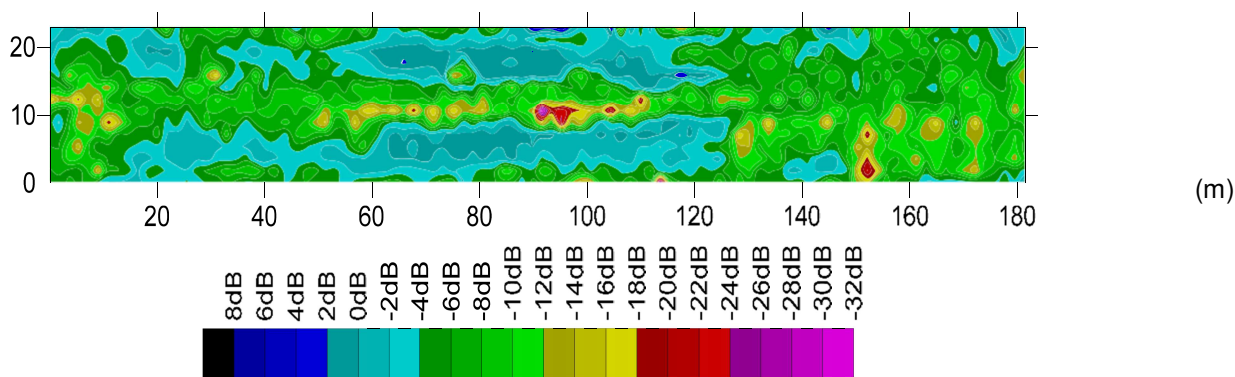


Figure 6.13 Carte de corrosivité pour la dalle du pont P15878 obtenue par la méthode de l'analyse numérique

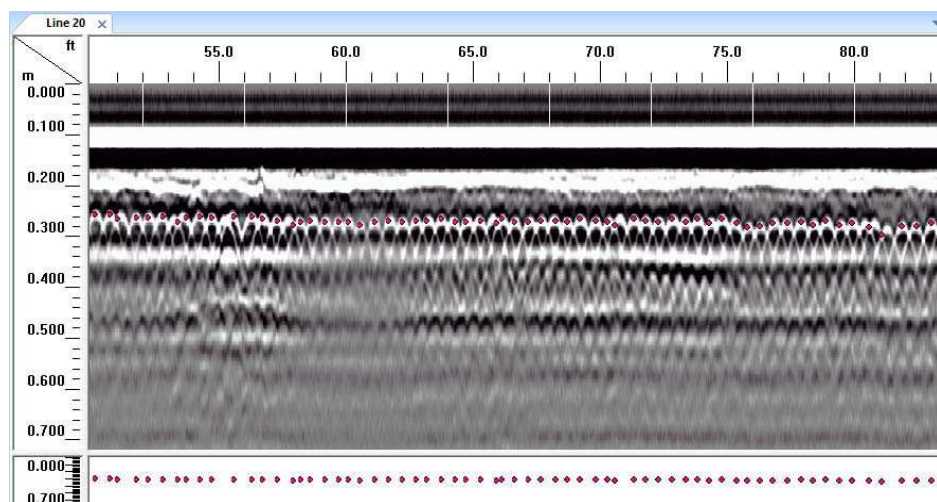


Figure 6.14 Localisation des barres d'armature pour la dalle du pont P15878

D'après la carte illustrée à la figure 6.15, on pourrait relever certaines aires éparpillées qui pourraient avoir un état de corrosivité important. Toutefois, de manière générale, on peut déterminer qu'environ 80 % de la dalle sont sans doute en bon état. Les essais destructifs et non destructifs réalisés sur la dalle confirment les résultats obtenus pour ce pont. Le pont a été soumis à un relevé de potentiel de corrosion, à un relevé de délaminage, et à des travaux de carottage, dont les données sont présentées plus bas.

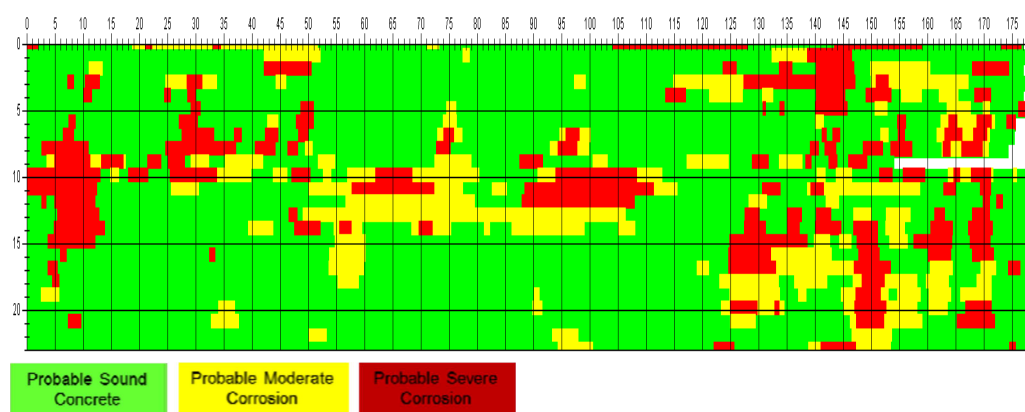


Figure 6-15 Carte de corrosivité du pont P15878 basée sur l'analyse d'images

6.2.2.1 Relevé de délaminage

Un relevé de délaminage a été effectué sur les surfaces en béton exposées (où la chaussée a été enlevée) selon un essai de sondage au marteau, comme l'illustre la figure 6.16. Voici une description des étapes de cet essai.

- Un réseau de type grille est déposé sur la dalle du pont.
- Les aires délaminées produisent un son creux au contact du marteau sur le béton.
- On prépare une carte indiquant l'emplacement du délaminage selon les lignes de la grille.

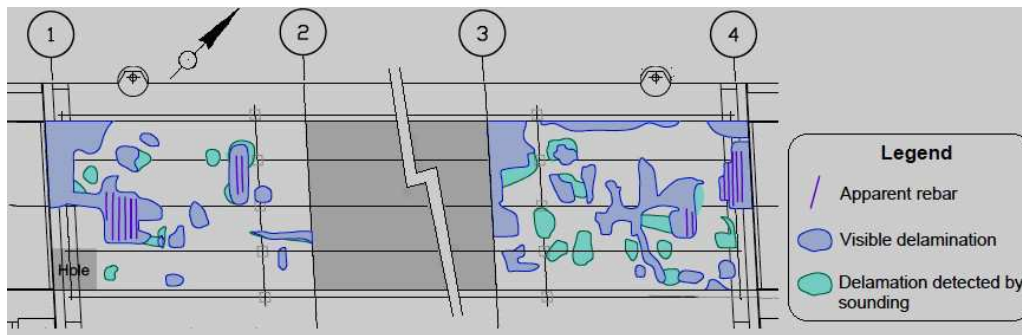


Figure 6.16 Cartographie du délaminage du pont P15878

D'après la carte ci-dessus, on peut conclure qu'il existe une étroite corrélation entre les résultats du relevé de délaminage et la carte obtenue à partir des profils de l'analyse d'images.

6.2.2.2 Échantillonnage du béton

Au total, dix carottes d'échantillon de béton, qui serviront aux essais en laboratoire, ont été extraites du pont au moyen d'un carotteur.

6.2.2.3 Analyse des essais en laboratoire

Afin d'établir le profil de concentration d'ion chlorure des carottes de béton, des échantillons de béton en poudre ont été extraits de chaque carotte sélectionnée aux profondeurs suivantes : de 0 à 20 mm, de 30 à 50 mm et de 60 à 80 mm. Il est à noter que la profondeur de 0 mm correspond à la partie superficielle de la dalle de pont.

6.2.2.4 Relevé de potentiel de corrosion

Une carte du potentiel de corrosion est présentée à la figure 6.17. Si l'on compare cette carte à la carte de corrosivité obtenue à l'aide de la méthode proposée, laquelle est illustrée à la figure 6.18, on peut facilement constater une grande ressemblance entre les deux.

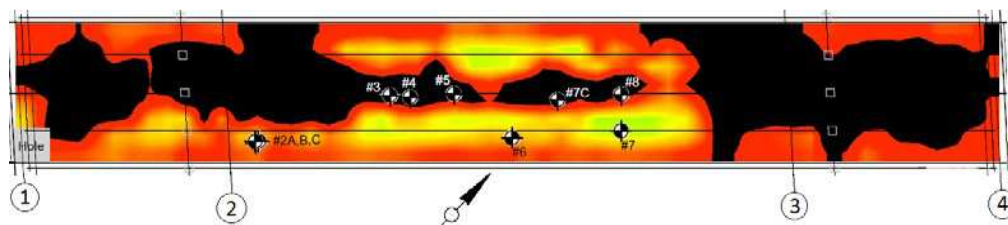


Figure 6.17 Carte de potentiel de corrosion d'après le potentiel de demi-cellule

Un sommaire de la comparaison entre les résultats obtenus dans les différents tests pour les dix carottes d'échantillon à l'étude se trouve au tableau 6.3. Une comparaison des cartes obtenues selon les différentes méthodes est présentée à la figure 6.18. Comme on peut le constater, il existe une forte corrélation entre les différentes cartes. L'emplacement des différentes carottes d'échantillon est surligné sur les cartes.

Tableau 6.3 Comparaison des résultats des différents tests

N° de l'échantillon	État de corrosivité	Délaminage	Potentiel de demi-cellule	Amplitude	Teneur en chlorure
001	Non corrodé		-345	-3,94	
002	----	Délaminage	-345	-3,79	
003	----		-345	-2,11	
004	corrodé		-452	-17,61	
005	Non corrodé		-390	-0,06	Supérieur e à la limite
006	-----		-293	-0,29	Supérieure à la limite
007	Non corrodé		-573	-12,87	Supérieure à la limite
008	corrodé	Délaminage	-518	-21,17	
009	Non corrodé		-572	-3,89	
0010	corrodé		-566	-12,27	

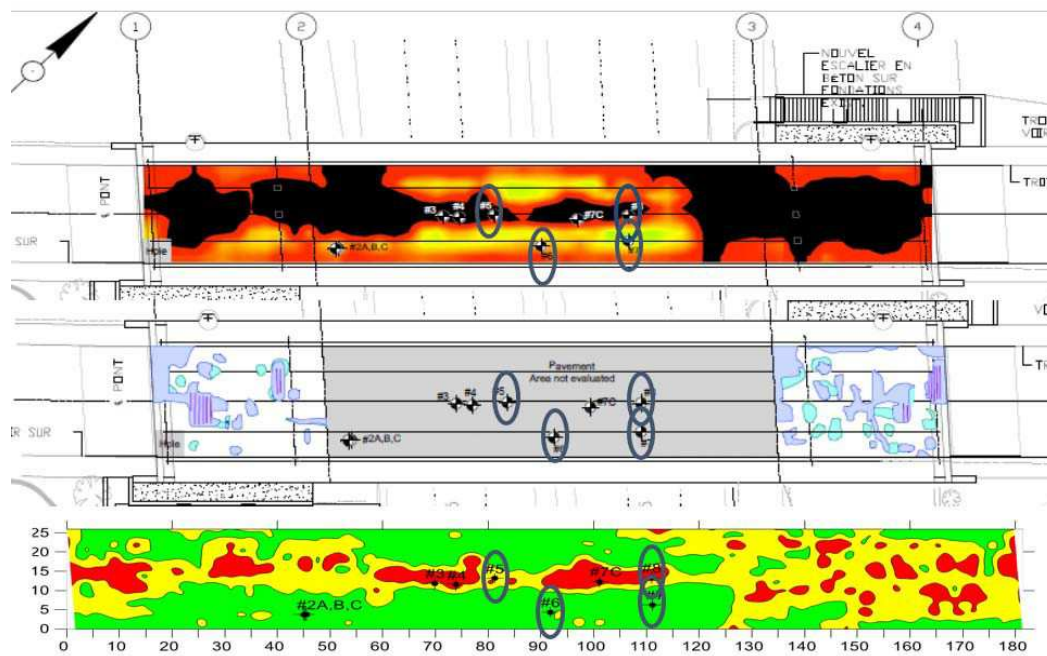


Figure 6.18 Comparaison entre les cartes de détérioration obtenues à l'aide des différentes techniques destructives et non destructives

6.2.2.5 Images caméra

Les images caméra du dessus et du dessous de la dalle ont été prises pendant et avant la démolition du pont pour vérifier de nouveau les résultats obtenus au moyen de la méthode proposée et de l'outil mis au point. Les images et les sections transversales sont présentées en détail à la figure 6.19. Les photos ont été prises à différentes sections le long du pont et représentent les différents états de la dalle en béton, allant d'un bon état à une détérioration moyenne ou importante. Les deux derniers états étaient caractérisés par la présence de nombreux dommages visibles qui sont apparus au fil du temps. La corrosivité des barres d'armature, le délaminage, l'éclatement, les fissures et les taches de rouille sont les dommages communs qui ont été décelés. La figure 6.20 présente la section A-A comprenant les barres d'armature corrodées, ce qui est à l'origine des taches de rouille visibles dans les parties isolées de la couche de béton. De plus, des fissures de délaminage se sont formées, ce qui a mené à l'éclatement du béton. La section B-B présentée à la figure 6.21 montre une partie de la structure dont les barres d'armature et le béton semblent en bon état, ce qui garantit l'intégrité

du béton dans cette partie du pont. Dans la section C-C présentée à la figure 6.22, plusieurs dommages ont été observés dans la structure en raison de la corrosivité des barres d'armature et du délaminage, ce qui a ultimement entraîné l'éclatement de certaines parties du béton.

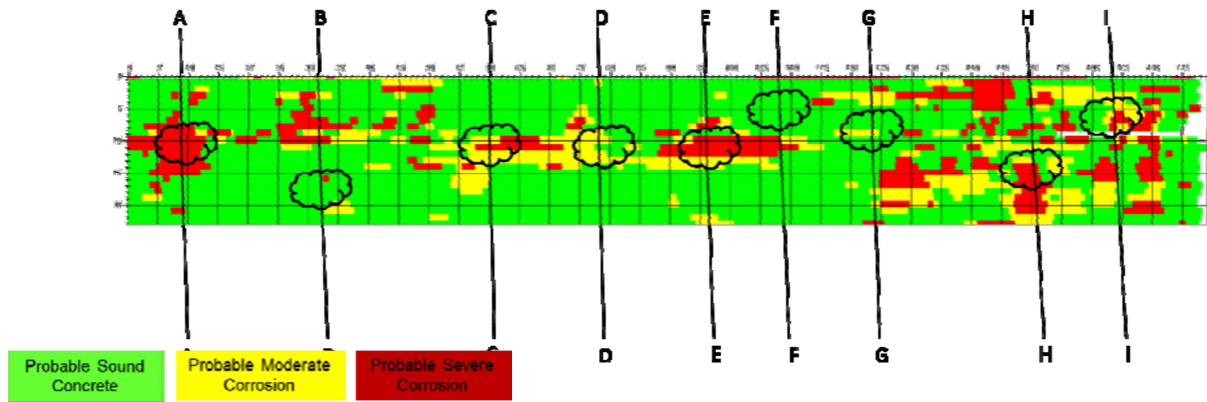


Figure 6.19 Carte de corrosivité obtenue par la méthode de l'analyse d'images et sections transversales

La section D-D illustrée à la figure 6.23 montre les taches de rouille qui se sont formées sur le béton de cette section du pont. Ce défaut est attribuable à une réaction chimique de la corrosion des barres d'armature en raison de la pénétration d'oxygène, d'humidité et de chlorure. La figure 6.24 montre la section E-E où les barres d'armature ont commencé à se corroder, ce qui a entraîné une expansion de la rouille et des contraintes sur la structure, problèmes qui ont ensuite mené à la fissuration et au délaminage du béton. Par conséquent, des barres d'armature exposées et des parties écaillées du béton sont visibles dans les parties isolées de cette section. Ces trois sections précédentes de la partie centrale du pont montrent que plusieurs mécanismes de détérioration peuvent agir simultanément et que les effets synergétiques peuvent provoquer différents types de dommages et une dégradation prématurée des structures de béton. Les sections F-F et G-G illustrées aux figures 6.25 et 6.26 respectivement montrent le bon rendement et la durabilité du béton du tablier, où l'on peut remarquer que le béton est en bon état et que les barres d'armature ne sont pas corrodées. Les sections H-H et I-I illustrées aux figures 6.27 et 6.28 montrent que l'état du béton est moyen, puisque les barres d'acier présentent des signes de dommages modérés (corrosion) dans les deux sections, en plus de fissures transversales qui peuvent être facilement observées dans la section I-I.



Figure 6.20 Section A-A – Corrosion des barres d'armature et rouille du béton



Figure 6.21 Section B-B – Béton sain



Figure 6.22 Section C-C – Corrosion des barres d'armature et délamination



Figure 6.23 Section D-D – Corrosion et rouille des barres d'armature



Figure 6.24 Section E-E – Forte corrosion avec désagrégation du béton



Figure 6.25 Section F-F – Béton sain



Figure 6.28 Section I-I – Béton moyennement corrodé et fissures visibles



Figure 6.26 Section G-G – Béton sain



Figure 6.27 Section H-H – Béton moyennement corrodé

On peut établir une corrélation entre les cartes de détérioration obtenues à partir des profils de l'analyse d'images et les résultats de l'inspection visuelle menée avant la démolition. Les figures 6.29 à 6.33 montrent les différentes causes d'atténuation décelées par une inspection visuelle qui a permis de déterminer l'emplacement exact de chaque cause.

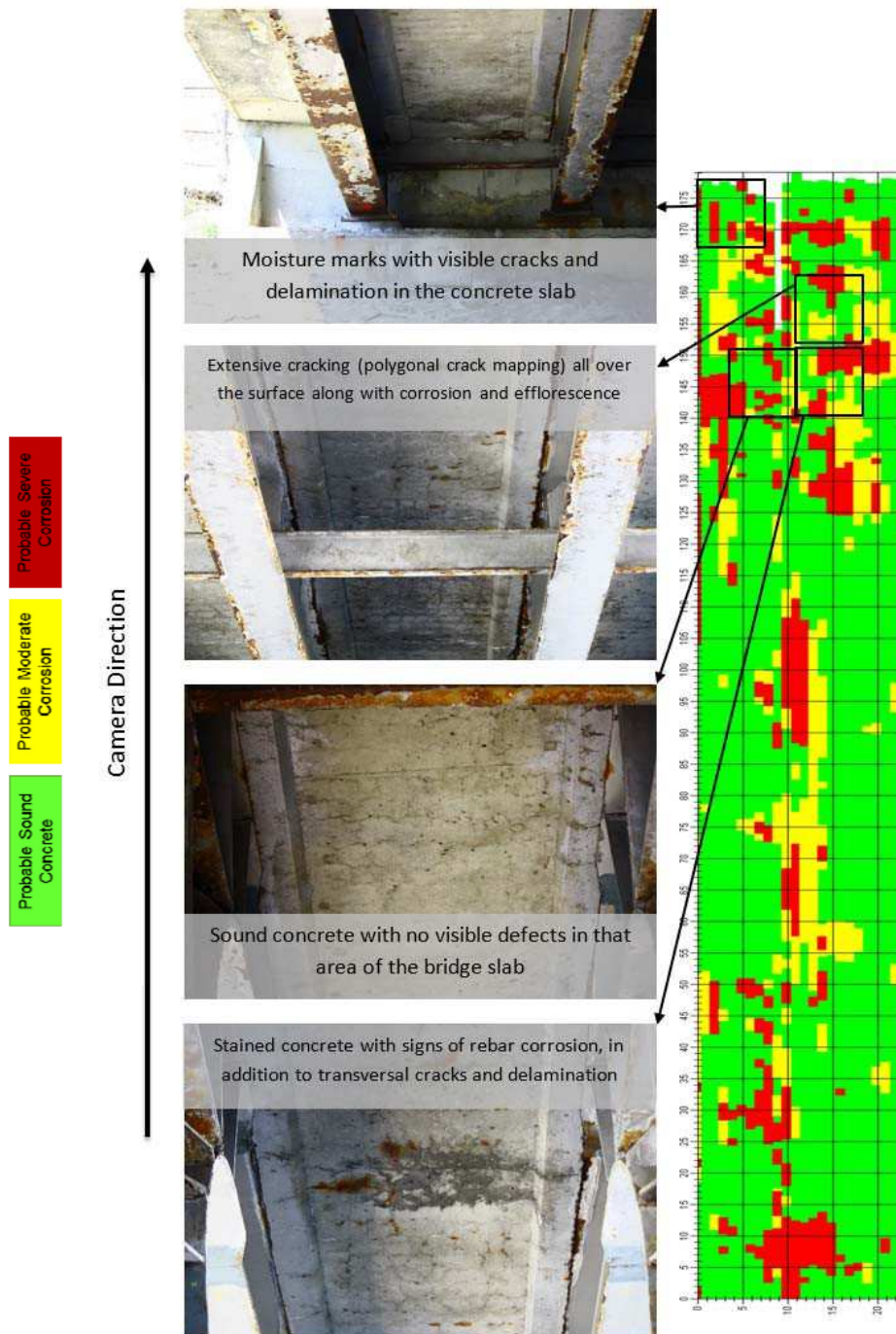


Figure 6.29 Corrélation entre la carte de corrosivité basée sur l'analyse d'images et la détérioration du dessous de la dalle à différents endroits

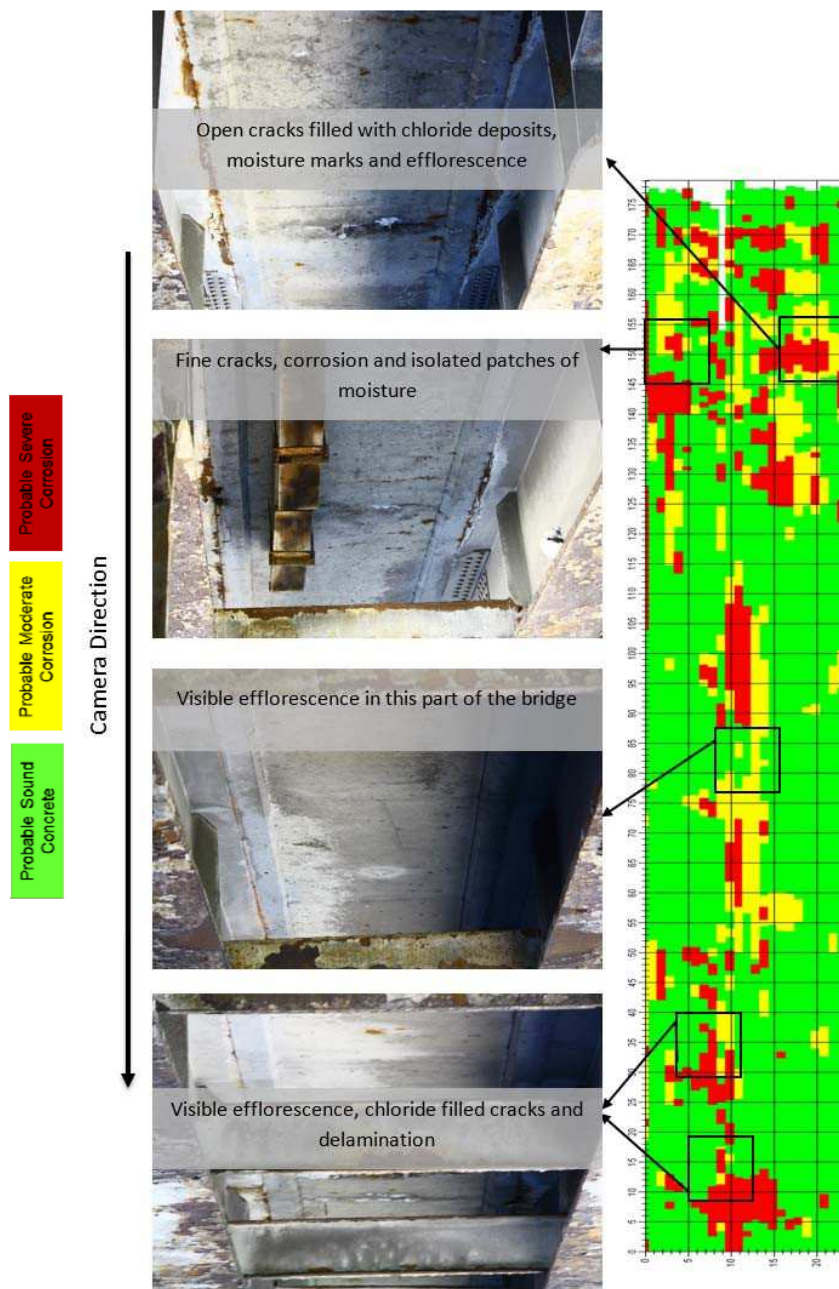


Figure 6.30 Corrélation entre la carte de corrosivité basée sur l'analyse d'images et la détérioration du dessous de la dalle

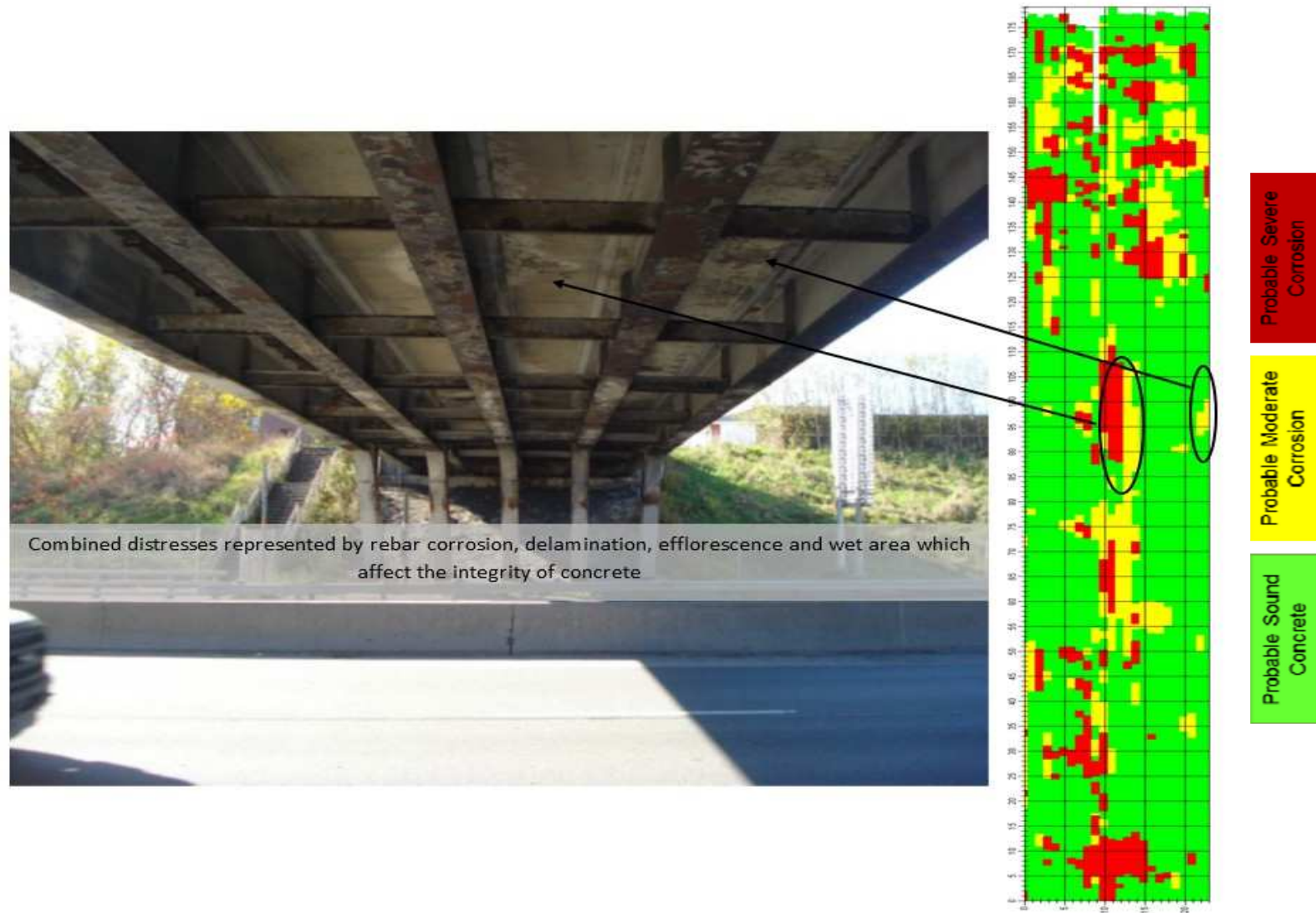


Figure 6.31 Corrélation entre la carte de corrosivité basée sur l'analyse d'images et la détérioration du dessous de la dalle

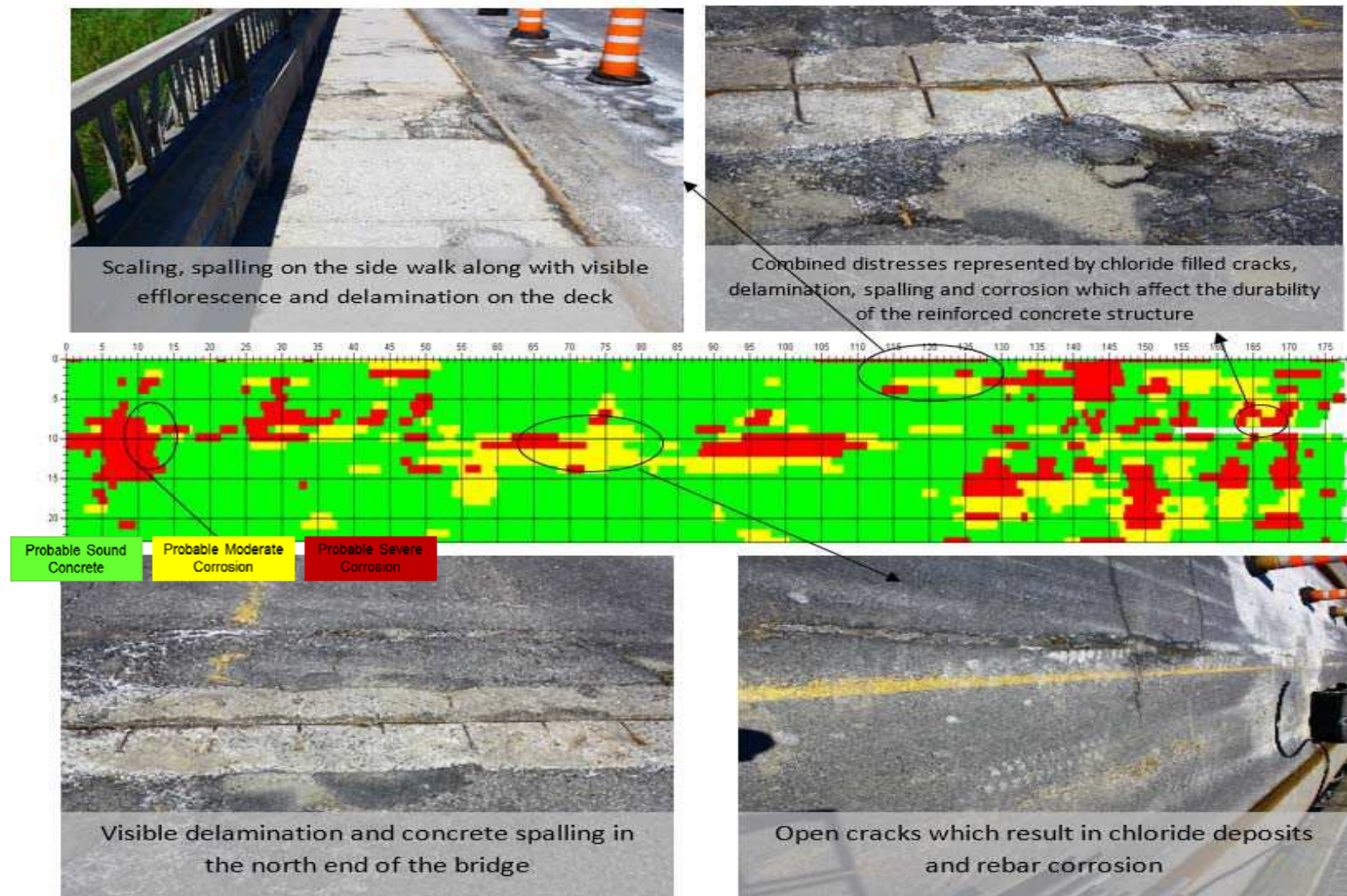


Figure 6.32 **Corrélation entre la carte de corrosivité basée sur l'analyse d'images et la détérioration du dessus de la dalle**

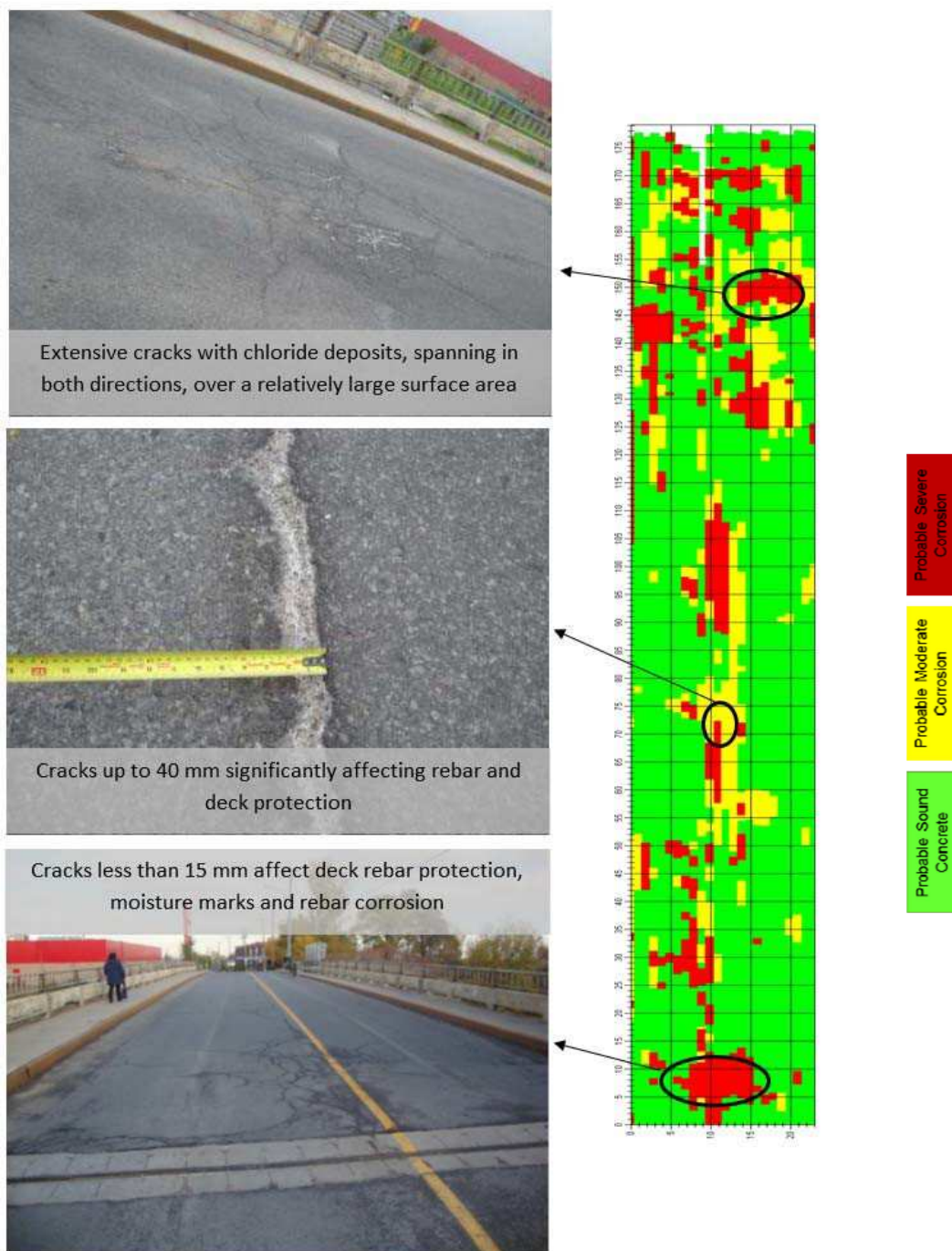


Figure 6.33 Corrélation entre la carte de corrosivité basée sur l'analyse d'images et la détérioration du dessus de la dalle.

6.2.3 Pont P04798, Québec, Canada

Le plan de la dalle de pont et la grille de balayage sont illustrés à la figure 6.34. Le nombre indiqué entre parenthèses à côté de chaque numéro de ligne correspond à la distance par rapport à la bordure nord. La carte d'atténuation de l'amplitude résultante se trouve à la figure 6.35.

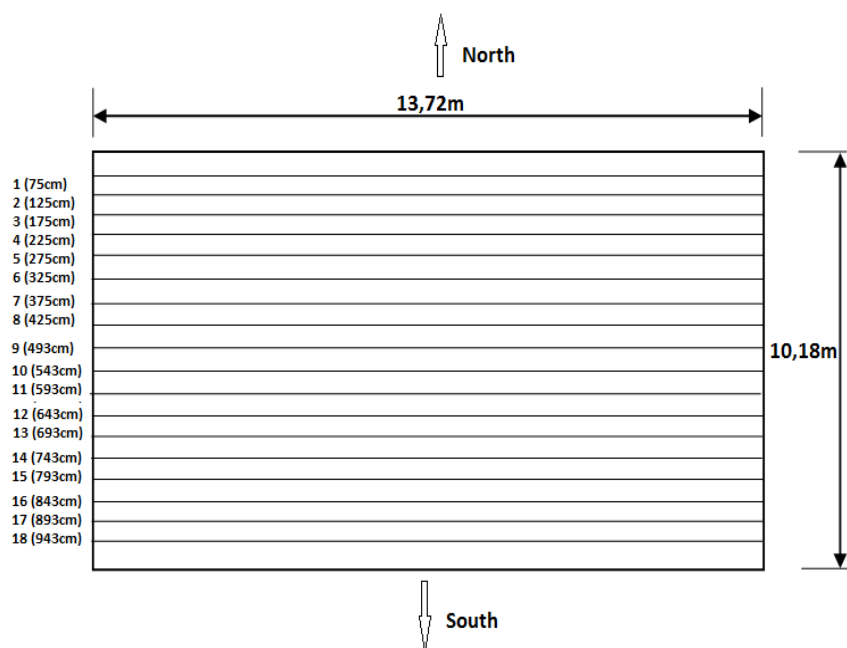


Figure 6.34 Plan de la dalle du pont P04798 et chemins de balayage

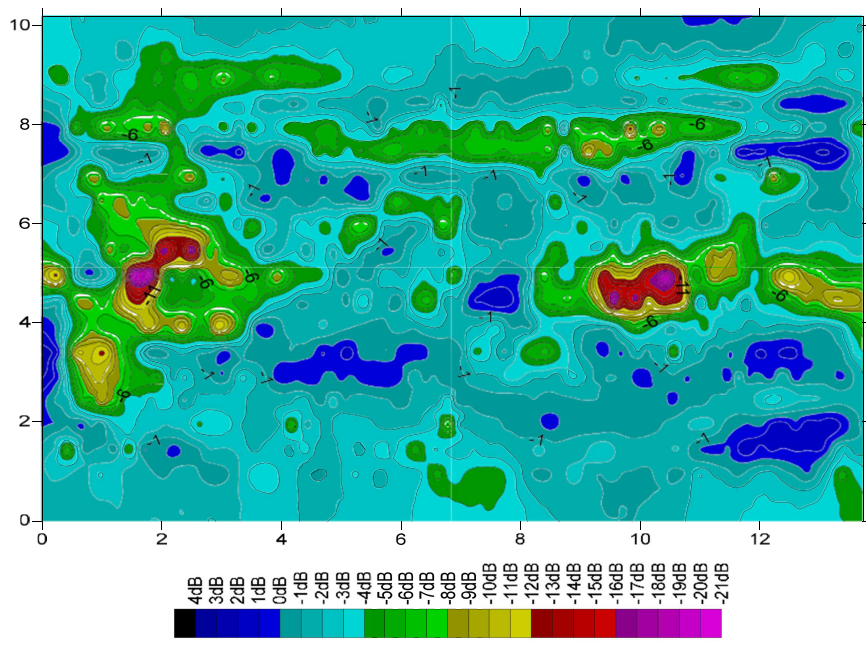


Figure 6.35 Cartographie de corrosivité de la dalle du pont P04798 à l'aide de l'analyse numérique

Après l'analyse des données du géoradar, la carte illustrée à la figure 6.36 montre que la dalle du pont est en bon état. Les petites zones en jaune peuvent être attribuables à certains défauts mineurs à l'intérieur du tablier, ou encore, à des erreurs humaines ou des erreurs liées à l'équipement. Par conséquent, aucune mesure n'est nécessaire pour améliorer l'état de la dalle.

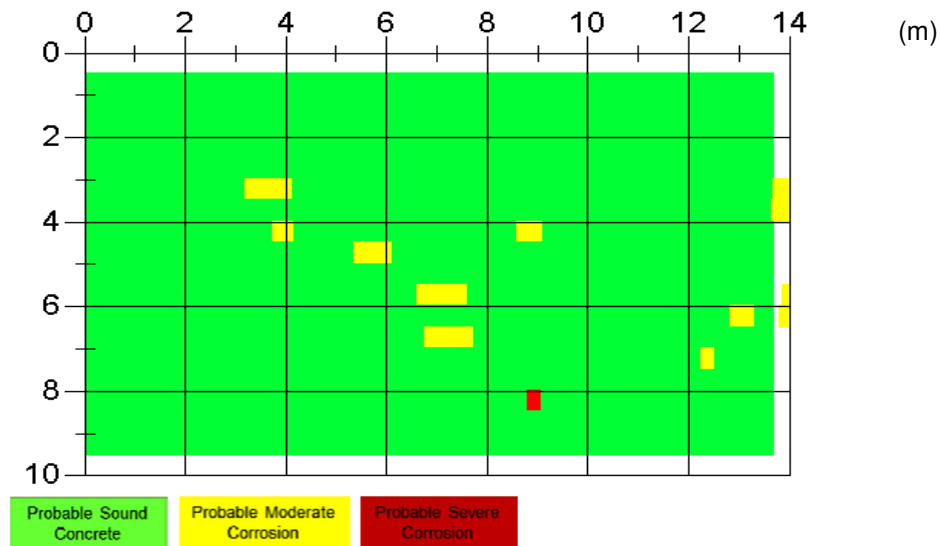
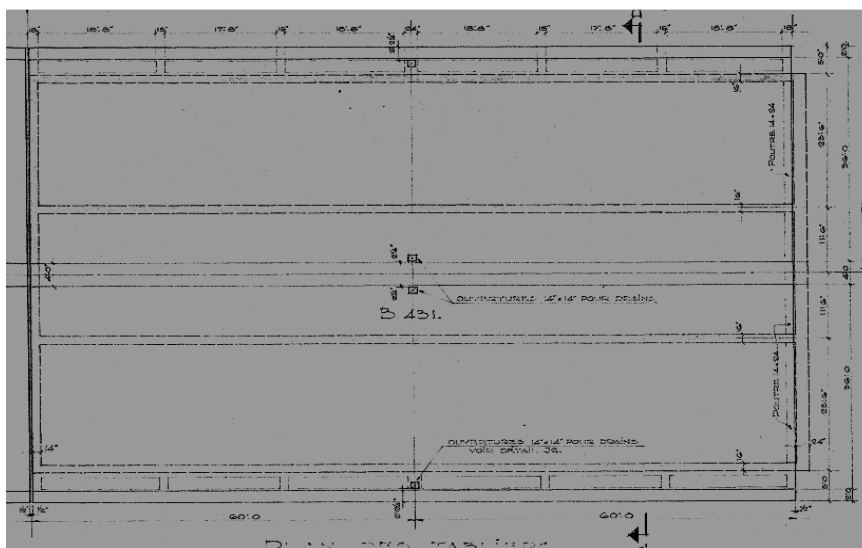


Figure 6.36 Cartographie de taux de corrosivité basée sur l'analyse d'images du pont P04798

6.2.4 Pont P14870-K1, Québec, Canada (autoroute 40)

Le pont P14870-K1 est un pont à haute densité de circulation qui se trouve sur l'autoroute 40 à Montréal. Il sert aux déplacements dans les deux sens et comporte trois voies pour chacune des directions est et ouest. La largeur carrossable de chaque direction est de 10,9 m. La dalle (qui forme la partie supérieure de la culée) est d'une épaisseur d'environ 45 cm et d'une longueur de 36,6 m, et est supportée par quatre murs longitudinaux en béton, comme l'illustre la figure 10 a. Pour chaque direction, les chemins de balayage par géoradar, espacés de 0,3 m, commencent du côté nord avec un décalage de 0,6 m par rapport à la bordure ou à la médiane, comme l'illustre la figure 6.37 b). On compte en tout 68 lignes pour la totalité de la dalle, soit 34 lignes dans chaque direction. La carte d'atténuation de l'amplitude résultante est illustrée à la figure 6.38.



a)



b)

Figure 6.37 Plan de la dalle supérieure de la culée du pont P14870-K1 et chemins de balayage établis

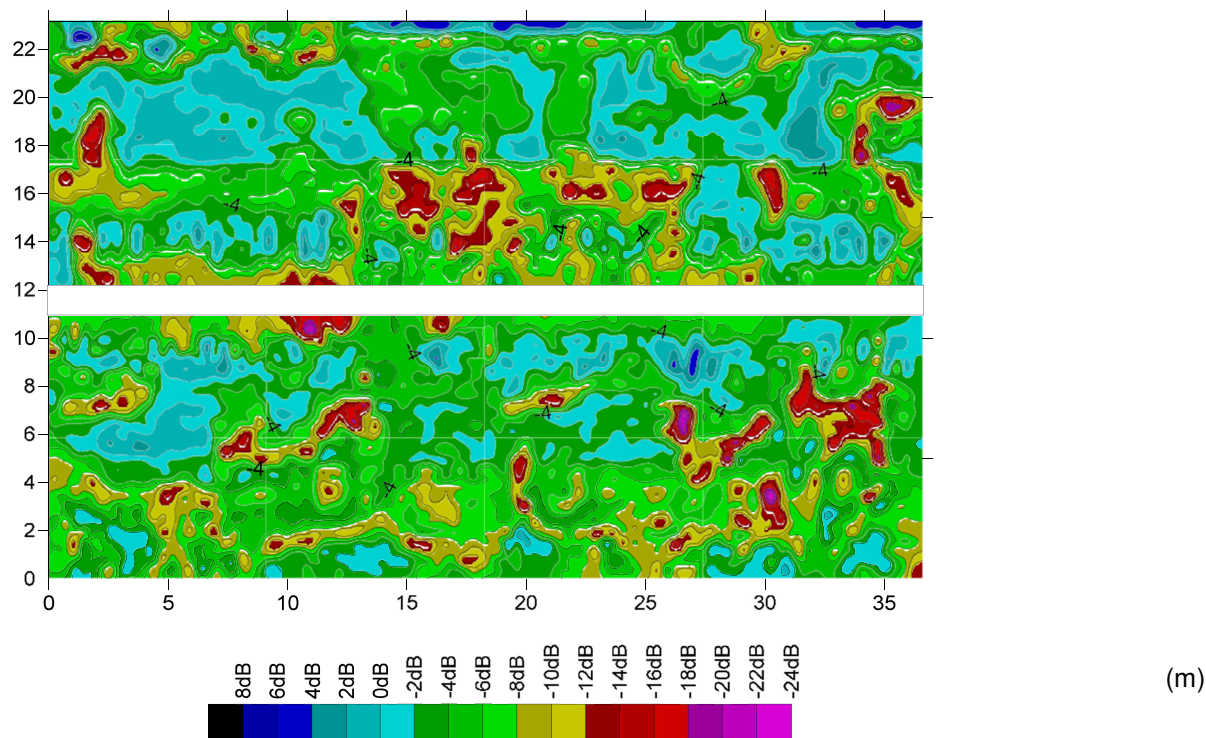


Figure 6.38 Cartographie de corrosivité de la dalle supérieure de la culée du pont P14870-K1 d'après l'amplitude numérique

Le côté inférieur de la dalle semble présenter une détérioration grave plus importante que celle du côté supérieur, comme on peut l'observer sur la figure 6.39. À l'inverse, le côté supérieur de la dalle semble en majeure partie en bon état, à l'exception de certaines régions vers la mi-portée, qui présentent une détérioration allant de moyenne à importante. Cependant, dans l'ensemble, les régions qui sont loin de la mi-portée semblent en bon état.

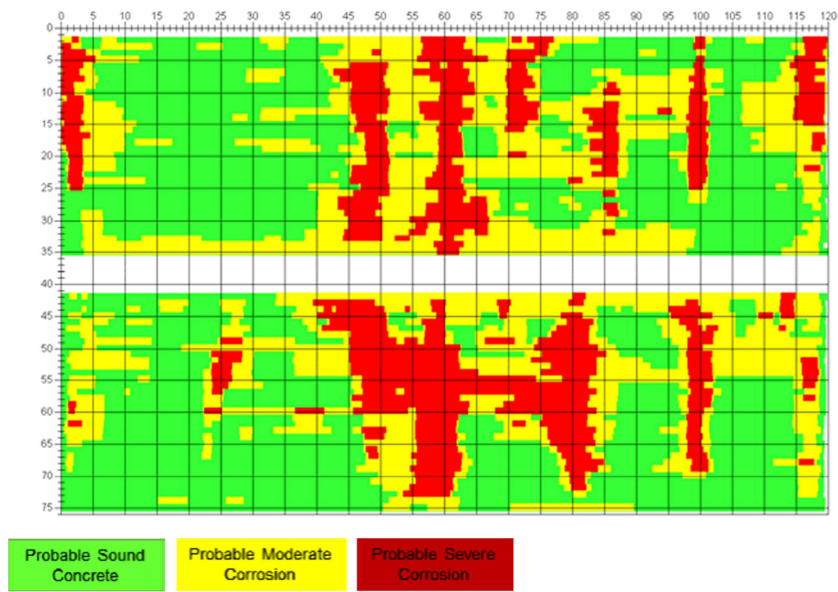
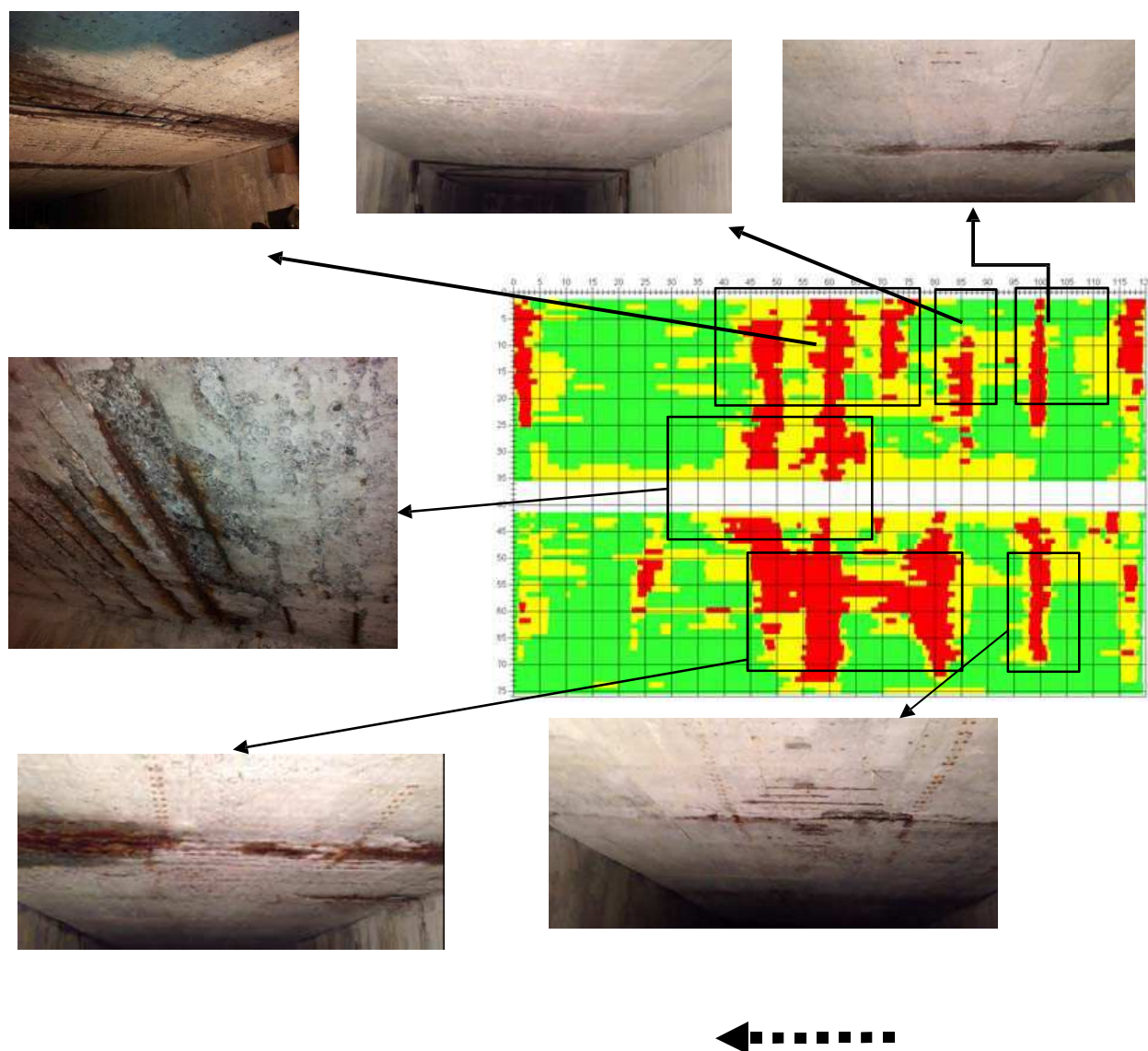


Figure 6.39 Cartographie de corrosivité de la dalle de culée du pont P14870-K1 basée sur l'analyse d'images

Dans la carte obtenue par l'analyse d'images, il est à noter que l'état de chaque profil sert à déterminer l'état de sa zone adjacente (c'est-à-dire, la moitié de l'espacement des lignes de balayage depuis la ligne de balayage sur les deux côtés). L'exactitude de chaque carte d'état est ensuite évaluée d'après les signes de détérioration observés sous la dalle. Comme l'illustre la figure 6.40, on peut établir une très bonne corrélation entre les états obtenus par l'analyse d'images des profils tirés du géoradar et la détérioration réelle observée au bas de la dalle. On n'a cependant relevé aucune similitude apparente dans le cas de la carte d'atténuation dérivée de l'analyse de l'amplitude. Le manque d'uniformité de la dalle de la culée ainsi que d'autres facteurs abordés précédemment peuvent avoir eu une incidence sur l'exactitude de l'analyse de l'amplitude dans ce cas.



Direction de la caméra sur le plan

Figure 6.40 Corrélation entre l'analyse d'images des profils de géoradar et la réelle détérioration du dessous de la dalle

6.2.5 Pont du New Jersey

Ce pont, à la circulation assez faible, se trouve sur une route de canton au New Jersey. Construit en 1978, le pont comporte une dalle de béton nue de 25 cm d'épaisseur supportée par des poutres. Pour les besoins de l'étude, la dalle du pont a été balayée par géoradar au moyen du même équipement que celui qui a servi aux dalles de ponts au Québec. Sur la largeur du pont, qui est de 10,97 m (36 pi), dix-huit lignes de balayage ont été établies à un espacement de 0,61 m (2 pi); la première ligne a un décalage de 0,30 m (1 pi) par rapport à la bordure. Les données recueillies ont également été soumises à une analyse de l'amplitude. La figure 6.41 illustre les profils d'atténuation de la dalle de ce pont précis.

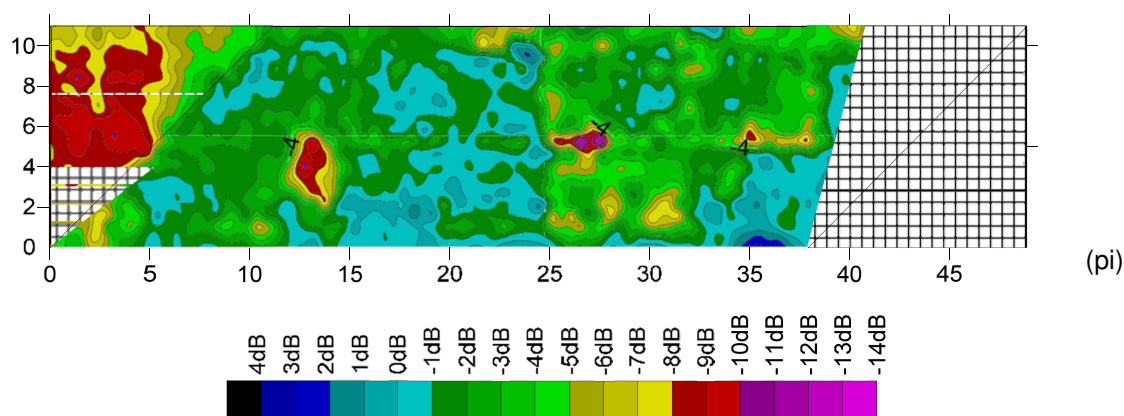


Figure 6.41 Cartographie de corrosivité de la dalle du pont du New Jersey d'après l'amplitude numérique

L'analyse de la dalle du pont selon la méthode d'analyse d'image montre certaines zones probablement corrodées. Comme l'illustre la figure 6.42, on estime que la partie supérieure droite de la dalle du pont présente une corrosivité moyenne. À l'inverse, deux autres parties importantes, situées à peu près au milieu du tablier, sont touchées par une forte corrosivité. La région qui est probablement corrodée représente de 30 à 40 % de l'aire totale du tablier.

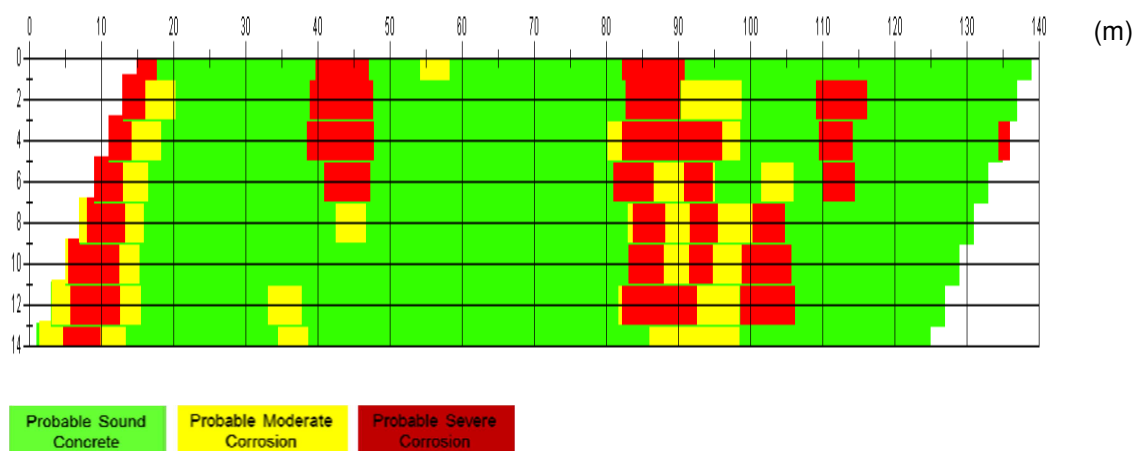


Figure 6.42 Cartographie de corrosivité basée sur l'analyse d'images du pont du New Jersey

Les cartes de l'état de la dalle du pont du New Jersey sont présentées à la figure 6.43. Voici un résumé des principaux points des deux méthodes d'analyse :

- Même si l'échelle de décibels de la carte d'atténuation obtenue par analyse d'amplitude est objective et très détaillée, il faut interpréter davantage les valeurs concernant l'état et les seuils.
- Dans le cadre de son analyse d'image des profils du géoradar, l'analyste peut tenir compte de nombreux facteurs et peut être en mesure d'évaluer très rapidement l'état général de la dalle du pont. Toutefois, l'analyste qui a recours à cette méthode doit avoir été bien formé pour être capable de traiter visuellement les profils du géoradar.
- Fait intéressant, les deux méthodes ont donné des cartes presque identiques.

L'aire de 22 à 32 m (de 70 à 100 pi) présente des tendances et une intensité de corrosion probable similaires. De plus, l'évaluation de l'intensité et de la corrosivité de la zone de 12 à 15 m (de 40 à 50 pi) a été la même selon les deux méthodes. Dans la même optique, les bords supérieur et gauche présentent des tendances similaires. En fait, cette étude de cas valide la pertinence de l'interprétation selon la méthode d'analyse d'image.

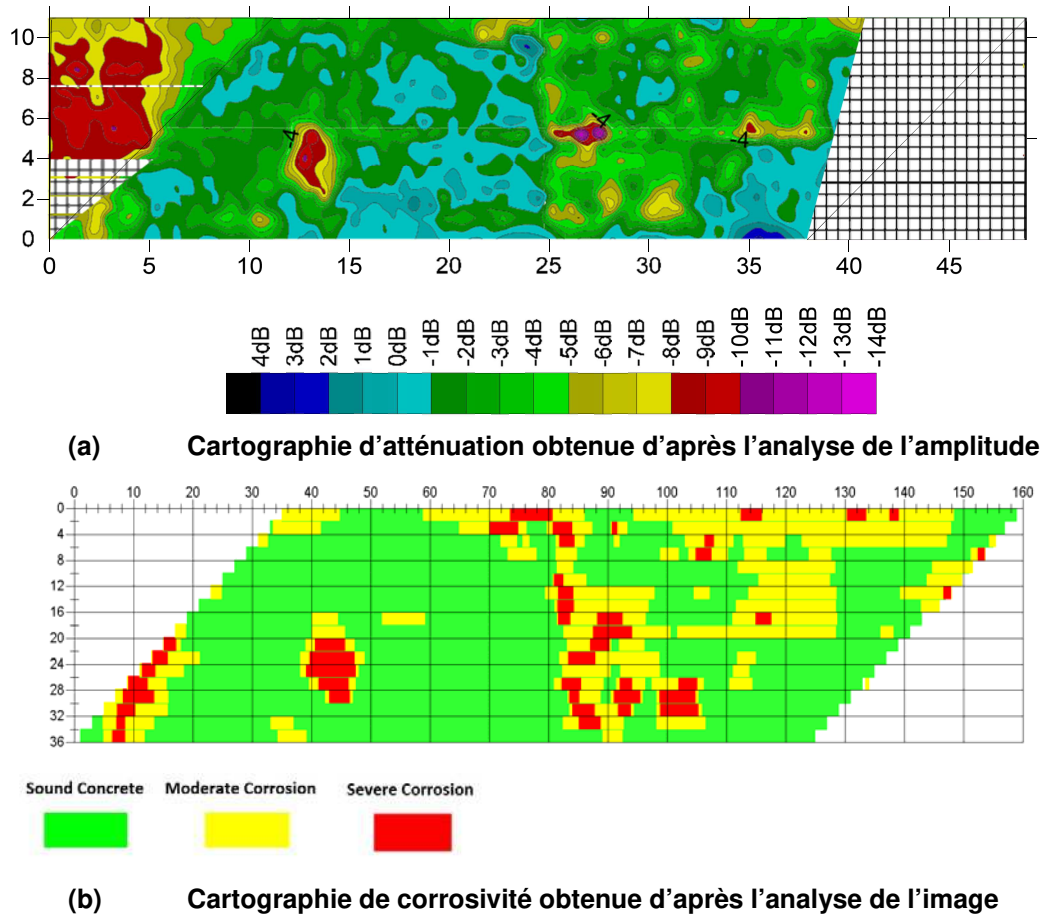


Figure 6.43 Comparaison entre les deux cartes de taux de corrosivité de la dalle du pont du New Jersey

CHAPITRE 7 OUTIL AUTOMATISÉ

7.1 Outil automatisé

7.1.1 *Prototype de logiciel*

Les méthodes et les analyses présentées aux chapitres précédents ont toutes été mises en œuvre dans divers programmes rédigés dans MATLAB (**Matrix Laboratory**), un environnement informatique numérique multiparadigme et un langage de programmation mis au point par Mathworks. Ces programmes ont toutefois l'inconvénient d'être figés dans le code, c'est-à-dire que les valeurs des données sont intégrées directement dans MATLAB. En plus, même si cet inconvénient est réglé et que les programmes obtiennent des valeurs auprès de sources externes ou des données générées, il n'en reste pas moins qu'il va falloir installer MATLAB sur un ordinateur qui peut exécuter ces programmes.

Afin de surmonter ces inconvénients et de créer une application autonome pour le système mis au point, un outil nommé *GPR-based Bridge Deck Condition Assessment System* (**GPR-BriDCAS**) a été programmé en C#, un langage de programmation .NET élaboré par la société Microsoft. La programmation a été réalisée facilement au moyen de la plateforme MATLAB Builder™ NE, qui permet de convertir les fonctions de MATLAB en composants .NET qui, à leur tour, peuvent être intégrés dans un programme .NET. Le site Web de Mathworks Inc. contient le processus détaillé de création et d'utilisation des composants .NET, tandis que l'interface principale au démarrage de l'outil est illustrée à la figure 7.1. Comme on peut voir sur la figure, l'utilisateur peut choisir entre deux options, les méthodes Correlation et Amplitude, dans le coin supérieur gauche du formulaire. Ces deux options correspondent aux deux méthodes proposées pour analyser les données du géoradar pour la dalle du pont. Plus précisément, si l'utilisateur souhaite trouver la détérioration progressive entre deux balayages par géoradar, il doit cocher le bouton d'option « Correlation ». S'il souhaite plutôt générer une carte d'état d'après l'amplitude de la barre d'armature supérieure, il doit cocher le bouton d'option « Amplitude ». Le lien entre les divers éléments de l'outil est illustré à la figure 7.2, mais vous trouverez tout de même une description de leur usage dans les sections plus bas.

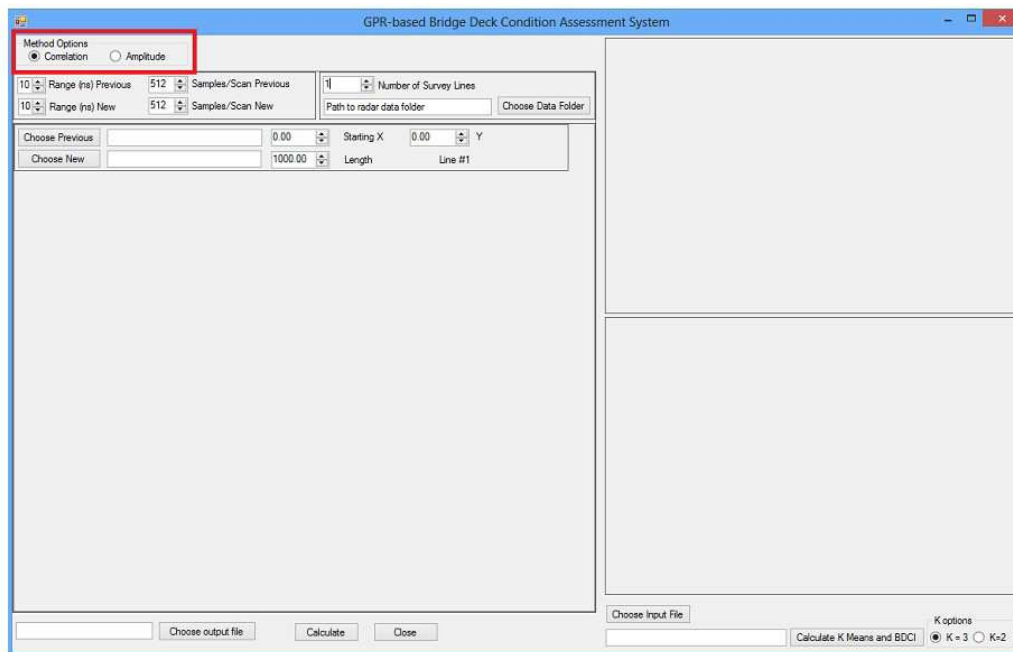


Figure 7.1 Interface du programme

7.1.2 Option de corrélation

Si l'utilisateur sélectionne l'option « Correlation », il doit d'abord entrer les renseignements et les données pour les deux balayages. Ces renseignements et données peuvent être regroupés dans deux catégories : 1) les paramètres généraux de chaque balayage; 2) les données pour chaque ligne de levé. La figure 7.3 présente les deux catégories de données et la façon d'entrer ces données dans le formulaire pour la dalle de pont avec les huit lignes de levé; la raison pour laquelle ces renseignements sont nécessaires est brièvement expliquée ci-dessous.

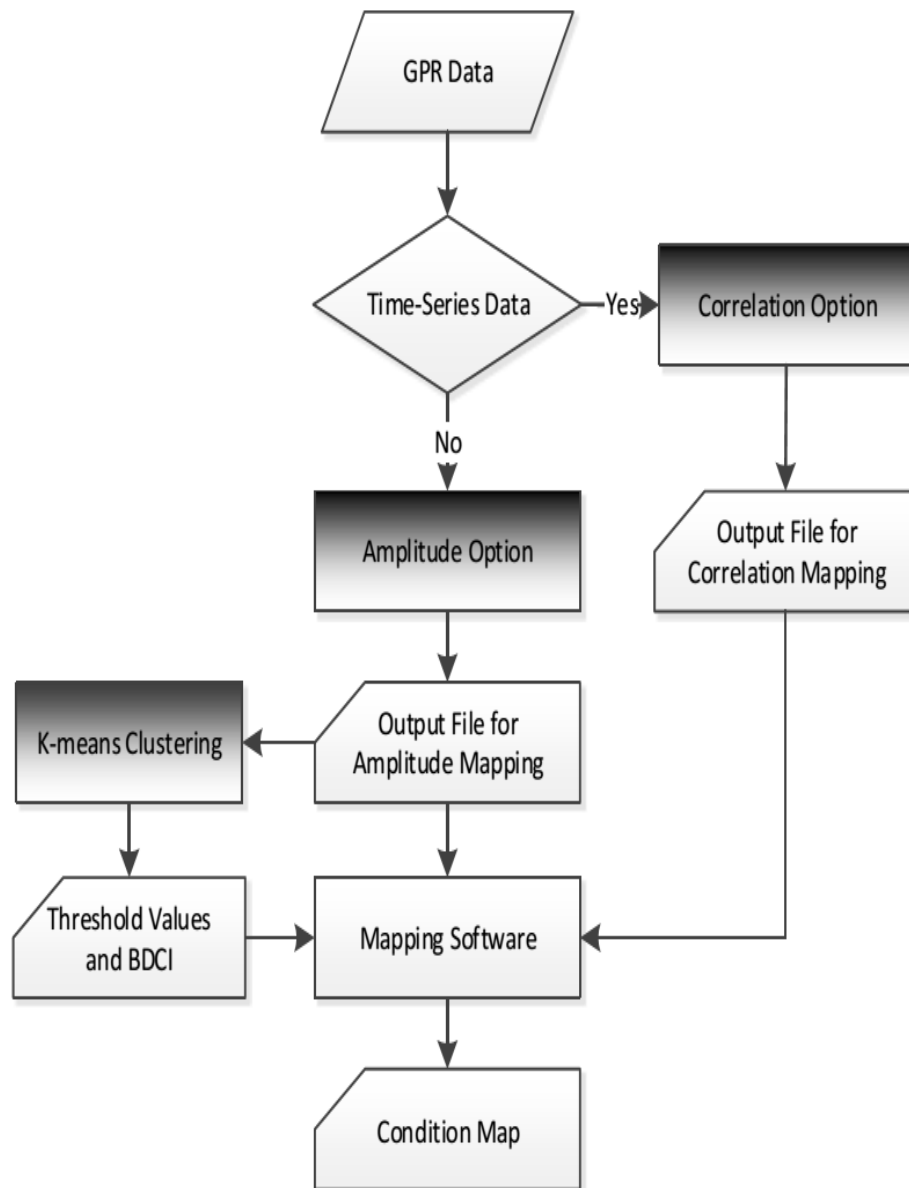


Figure 7.2 Liens entre les composants de l'outil

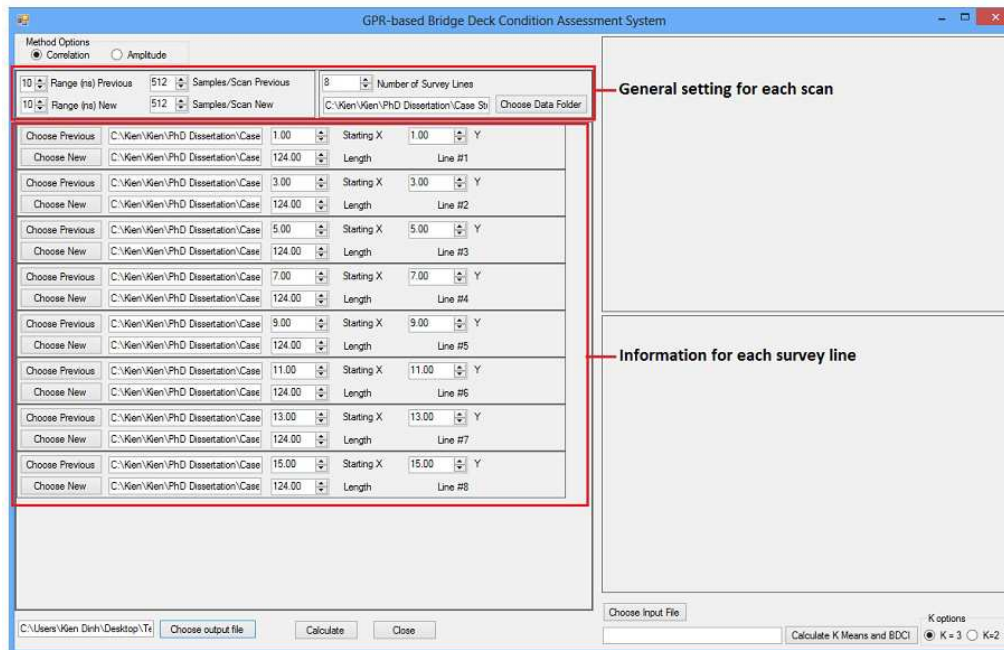
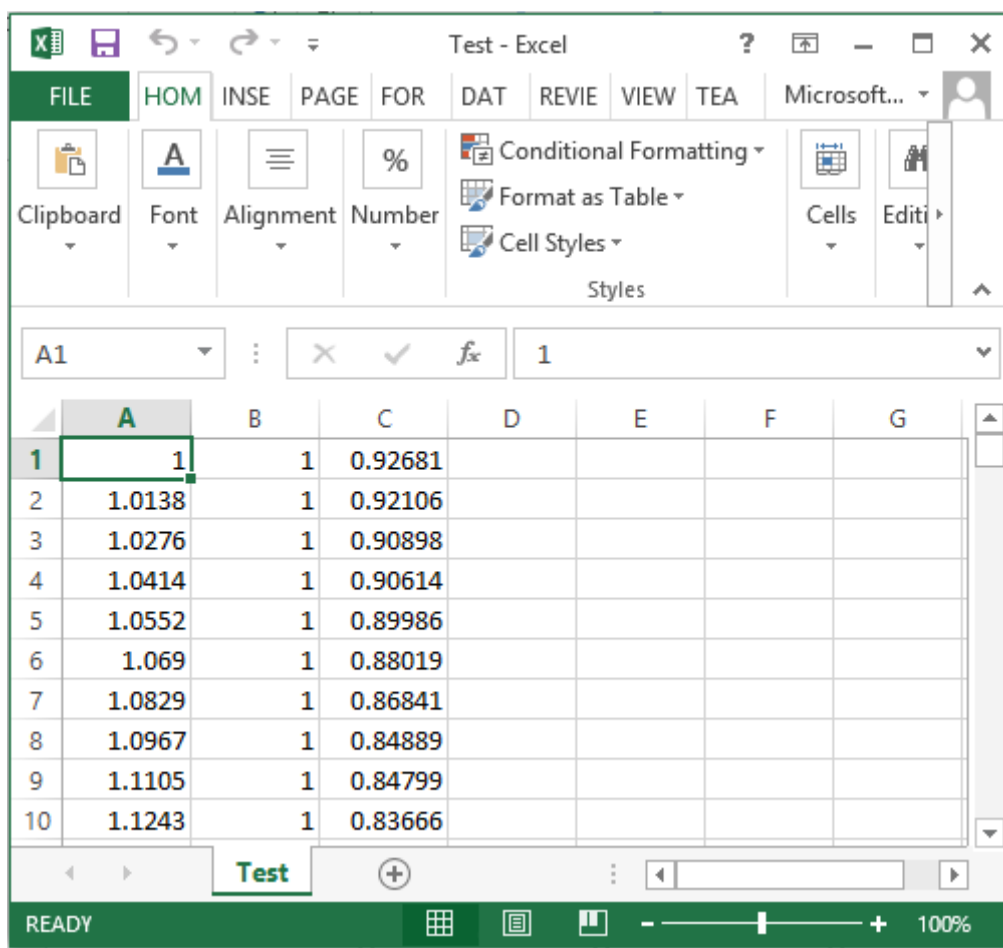


Figure 7.3 Interface des données pour la méthode de corrélation

Les paramètres généraux fournissent des renseignements importants pour chaque ensemble de données du géoradar, comme le nombre de lignes de levé utilisées pour la dalle de pont à l'étude, la plage (durée) en nanosecondes (ns) pour enregistrer chaque signal du géoradar, et le nombre d'échantillons numérisés pour chaque balayage A. Comme il a été suggéré précédemment, tous ces paramètres doivent idéalement être fixés pour tous les balayages. Cependant, l'outil a été conçu pour s'ajuster en cas de différence entre ces paramètres. De plus, comme les données du géoradar d'un même balayage sont généralement entrées dans le même répertoire, le paramètre « Choose Data Folder » aide l'utilisateur à trouver les fichiers plus facilement.

Pour chaque ligne de levé, l'utilisateur doit, en plus de choisir le fichier de données, préciser les coordonnées (x et y) du point de départ et la longueur de chaque ligne. D'après ces données, l'outil calculera les coordonnées de chaque forme d'onde ainsi que son coefficient de corrélation correspondant entre les deux balayages A. Les données d'entrée au fichier dans ce calcul sont en format .txt, converti depuis le fichier DZT au moyen de l'outil de GSSI.

Une fois que l'utilisateur a saisi les renseignements et les données, il doit simplement préciser le fichier de sortie, puis cliquer sur le bouton « Calculate ». Le fichier résultant est en format xls, comme l'illustre la figure 7.4, et il contient les coordonnées x (première colonne) et y (deuxième colonne), ainsi que le coefficient de corrélation (troisième colonne). Il est possible d'ouvrir ce fichier dans Surfer, un outil de cartographie, pour créer la corrélation.



	A	B	C	D	E	F	G
1	1	1	0.92681				
2	1.0138	1	0.92106				
3	1.0276	1	0.90898				
4	1.0414	1	0.90614				
5	1.0552	1	0.89986				
6	1.069	1	0.88019				
7	1.0829	1	0.86841				
8	1.0967	1	0.84889				
9	1.1105	1	0.84799				
10	1.1243	1	0.83666				

Figure 7.4 Exemple des valeurs de sortie du calcul de la corrélation

7.1.3 Option d'amplitude

Lorsque l'utilisateur coche l'option « Amplitude », comme dans le cas de la méthode « Correlation », il doit préciser le nombre de lignes de levé, puis entrer les données pour chaque ligne, comme l'illustre la figure 7.5. Le fichier de données pour chaque ligne dans cette option de calcul est en format CSV, lequel est obtenu une fois que les amplitudes de la barre d'armature supérieure ont été localisées et exportées depuis le logiciel RADAN de GSSI. En plus d'entrer les coordonnées du point de départ et la longueur de chaque ligne, l'utilisateur doit également entrer le nombre de balayages A de chaque profil. L'outil a besoin de ces données pour déterminer les coordonnées de chaque barre d'armature du profil.

Figure 7.5 Données d'entrée pour la méthode de l'amplitude

Comme dans le cas de la méthode de la corrélation, l'utilisateur doit, après avoir entré les données requises, sélectionner le fichier de sortie, puis cliquer sur « Calculate » pour que l'outil procède au calcul. Dans le fichier de sortie illustré à la figure 7.6, la seule différence par rapport à la figure 7.4 est la troisième colonne qui, au lieu de comprendre le coefficient de corrélation, indique l'amplitude corrigée selon la profondeur de chaque barre d'armature (en décibels).

L'utilisateur peut lire le fichier obtenu dans le programme Surfer pour créer la carte de relief de l'amplitude de réflexion des barres d'armature selon un intervalle constant entre les lignes de contour. Toutefois, les données d'amplitude contenues dans la troisième colonne serviront d'abord à trouver les seuils selon la technique de regroupement des K-moyennes, puis à calculer l'indice de corrosivité de la dalle de pont. Ces deux fonctions sont décrites dans la section ci-dessous.

	A	B	C
1	5.4	1	-5.11072
2	5.88	1	-5.85668
3	6.28	1	-6.19555
4	6.76	1	-7.56984
5	7.24	1	-5.48493
6	7.68	1	-3.5237
7	8.16	1	-4.29721
8	8.76	1	-7.75009
9	9.24	1	-4.88378

Figure 7.6 Exemple de données de sortie pour le calcul d'amplitude

7.1.4 Regroupement des K-moyennes et calcul de l'indice

L'utilisateur peut ensuite ouvrir avec l'outil le fichier .xls obtenu à partir de l'analyse de l'amplitude ci-dessus pour procéder au regroupement et calculer l'indice de corrosivité du tablier. Pour ce faire, il doit choisir le fichier .xls en cliquant sur le bouton « Choose Input File » sur le formulaire illustré à la figure 7.7. L'utilisateur doit ensuite préciser le nombre de K pour le regroupement. Évidemment, si le nombre de K est un, le regroupement n'est pas nécessaire et la dalle est jugée en bon état. Ainsi, le formulaire permet uniquement à l'utilisateur de

sélectionner 2 ou 3 pour la valeur de K. En dernier lieu, l'utilisateur doit, après avoir entré toutes les données, cliquer sur le bouton « Calculate K-means and BDCI » pour faire exécuter le calcul. Le résultat de ce processus est illustré à la figure 7.8.

Figure 7.7 Données d'entrée du regroupement des K-moyennes et calcul de l'indice

Comme on peut le voir, la figure 7.8 fournit plusieurs données de sortie, comme les seuils, les pourcentages associés aux divers états du béton et la valeur de l'indice de corrosivité du tablier. Pour les besoins de la visualisation et de la cartographie d'état, il est possible d'entrer ces seuils dans Surfer (outil de cartographie), comme il est illustré à la figure 7.9. Il est à noter que la carte à la figure 7.9 est créée à partir du fichier .xls obtenu à l'étape précédente.

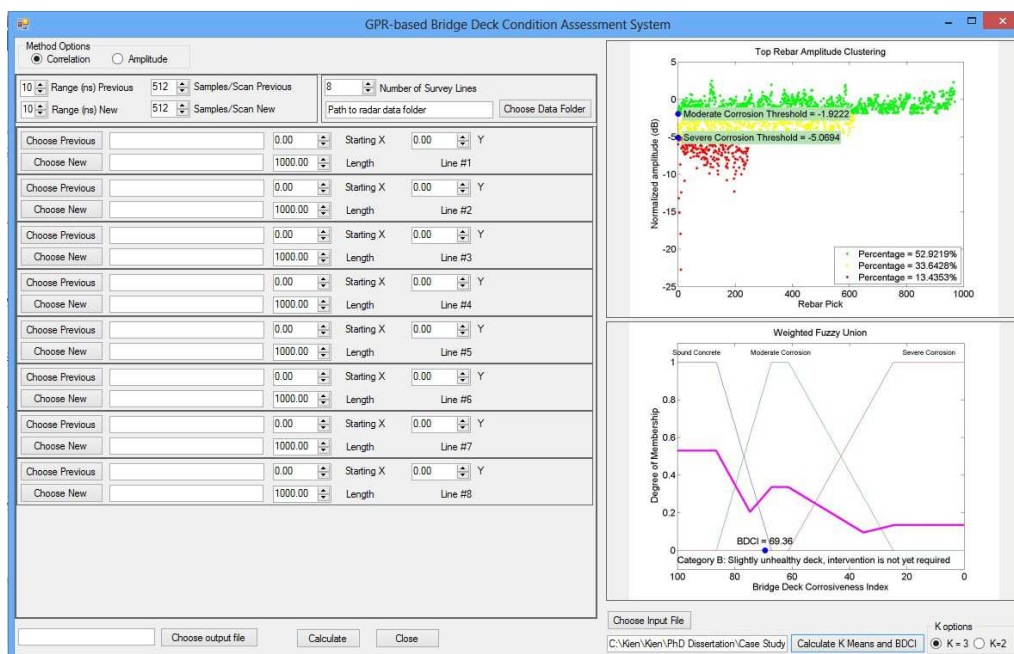


Figure 7.8 Données de sorties du regroupement des K-moyennes et du calcul de l'indice

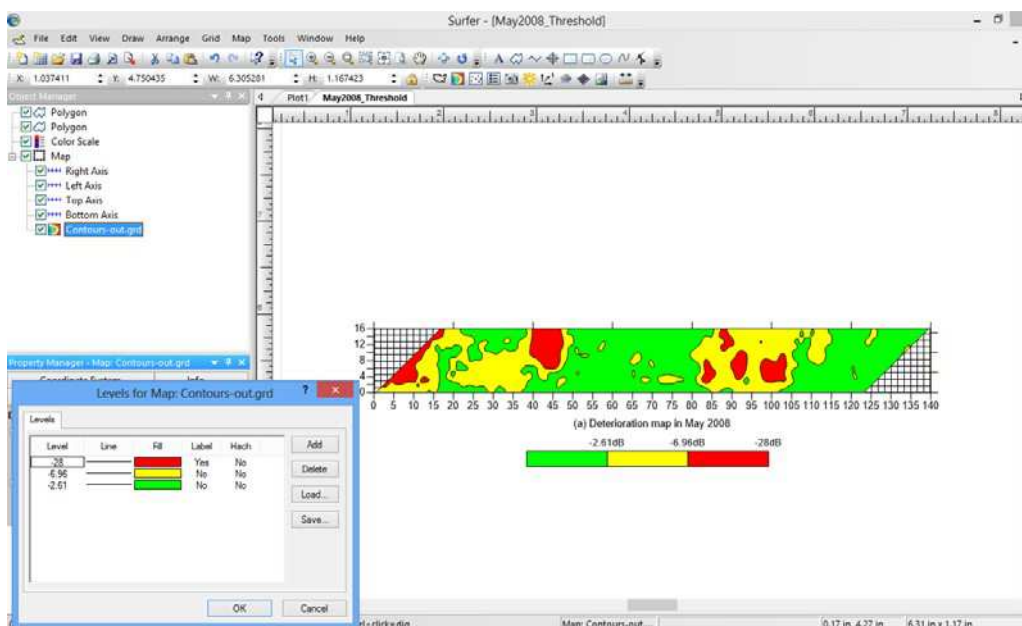


Figure 7-9 Cartographie de corrosivité basée sur les valeurs de seuil

7.1.5 Mise en œuvre de l'outil

Dans cette section, l'outil mis au point est employé dans plusieurs études de cas menées au Québec, pour lesquelles des données de géoradar ont été recueillies. Comme on ne disposait pas de données antérieures de géoradar pour tous les ponts visés par cette étude, seule l'option d'amplitude de l'outil est utilisée. Voici donc les résultats de chaque étude de cas à la lumière des hypothèses qui se trouvent au tableau 5.10.

7.1.5.1 Pont P13748

Comme l'illustre la figure 7.10, l'indice de corrosivité de la dalle du pont P13748 est de 60,26, ce qui correspond à la catégorie D, ce qui signifie que la dalle est en mauvais état et que des mesures doivent être prises. Pour ce tablier, il est recommandé de le réparer dans un horizon de 5 à 10 ans ou de le remplacer dans les 10 à 20 prochaines années.

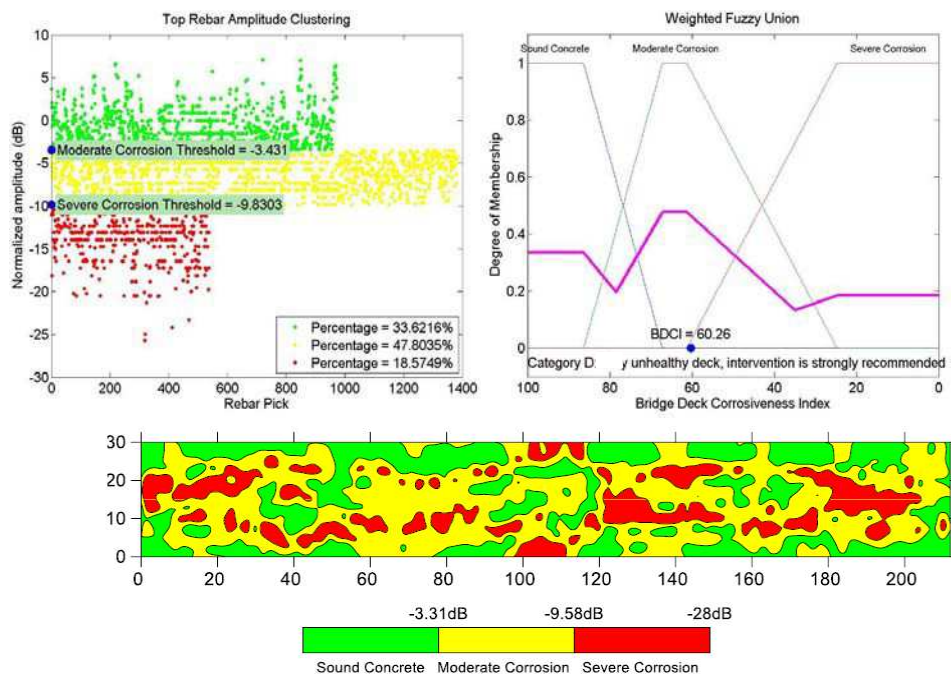


Figure 7.10 Indice de corrosivité et carte de corrosivité du pont P13748

7.1.5.2 Pont P15878

Selon les résultats à la figure 7.11, l'état de la dalle du pont P15878 se classe dans la catégorie C, ce qui signifie qu'il est légèrement en mauvais état et que des mesures doivent être prises, mais qu'elles peuvent être repoussées. On recommanderait au propriétaire de ce pont de le réparer dans un horizon temporel de 10 à 20 ans à l'aide de techniques existantes, comme le rapiéçage en surface, le rapiéçage en profondeur ou l'enlèvement sur toute la profondeur. La technique doit être choisie en fonction du degré de contamination aux chlorures de chaque aire donnée. Toutefois, si l'intervention est repoussée, la dalle doit faire l'objet d'un suivi par géoradar sur une période de 5 à 10 ans.

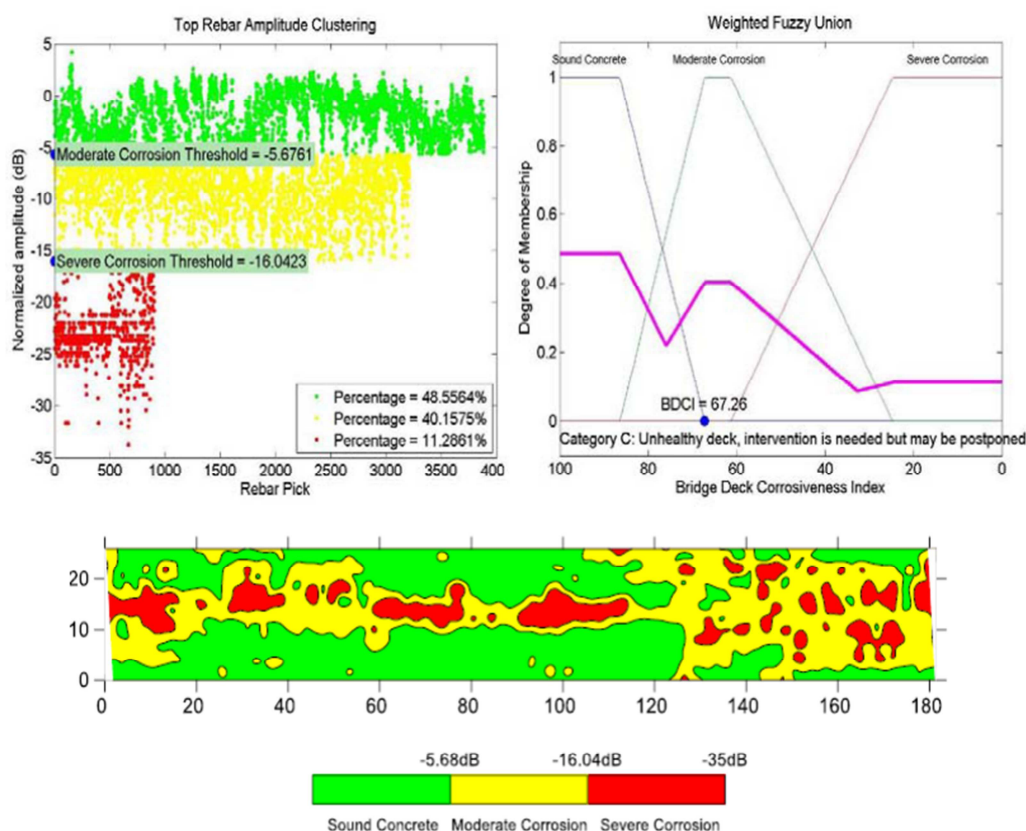


Figure 7.11 Indice de corrosivité et carte de corrosivité du pont P15878

7.1.5.3 Pont P14870-K1

Selon la valeur indiquée à la figure 7.12, l'indice de corrosivité de la dalle du P14870-K1 se situe dans la catégorie D. Les mesures recommandées seraient donc semblables à celles pour le pont P13748.

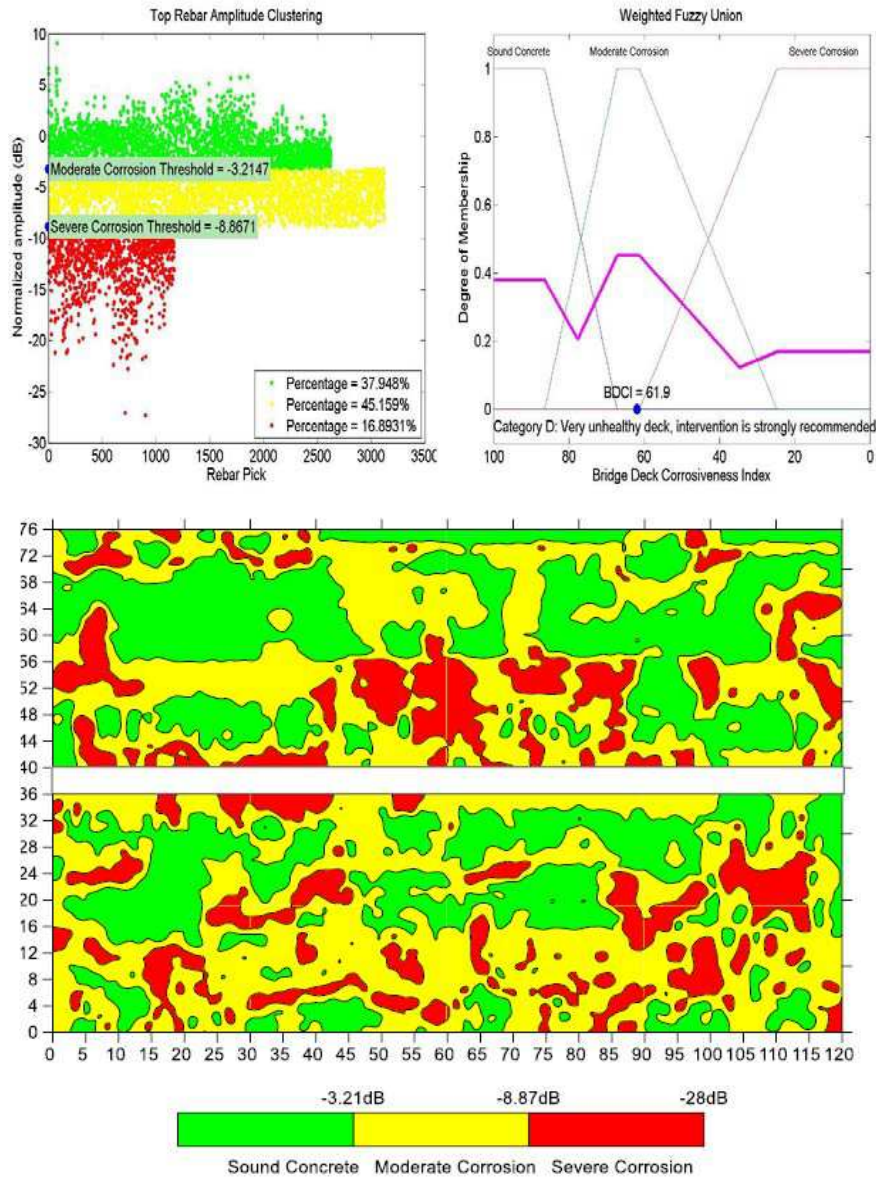
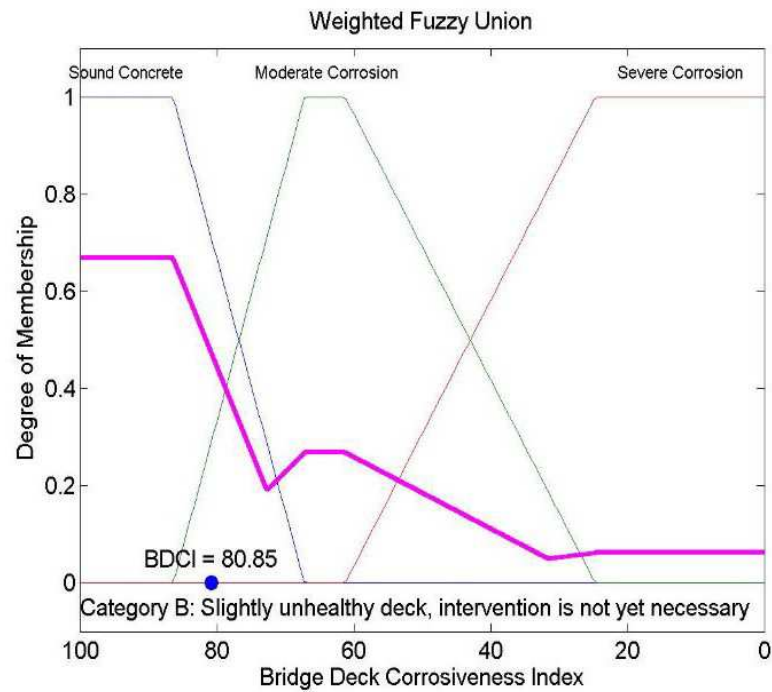


Figure 7.12 Indice de corrosivité et carte de corrosivité du pont P14870-K1

7.1.5.4 Pont P04798

Comme le résultat à la figure 7.13 indique que la dalle doit être classée dans la catégorie B, la dalle doit uniquement faire l'objet d'un suivi par géoradar au cours des 5 à 10 prochaines années.



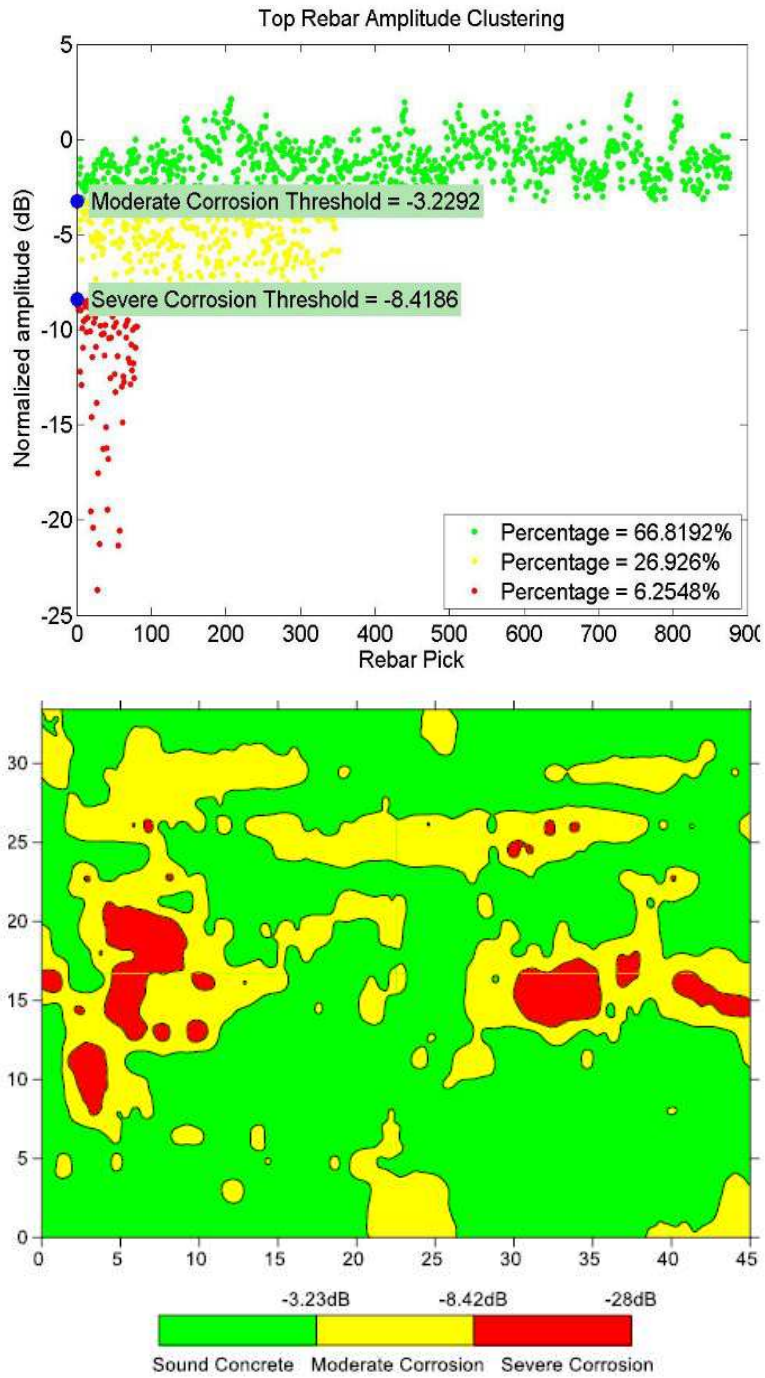


Figure 7.13 Indice de corrosivité et carte de corrosivité du pont P04798

CHAPITRE 8 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le présent rapport documente le projet « Système d'évaluation de la condition de dalles de pont en béton à l'aide du géoradar ». Ce projet a été mené à la demande du ministère des Transports du Québec (MTQ) et a reçu une aide financière de la Direction de la recherche et de l'environnement. Il vise à mettre au point un système d'évaluation de la corrosivité d'après des données recueillies par géoradar comme technique d'évaluation non destructive. À cette fin, l'équipe de recherche a commencé par faire une vaste analyse documentaire en vue de cerner différentes pratiques d'évaluation et de réhabilitations adoptées pour les éléments de pont en béton. Cette analyse a été étoffée d'un questionnaire visant à étudier les pratiques d'inspection utilisées dans les provinces canadiennes et aux États-Unis, les pratiques d'inspection appliquées, les différents types d'intervention d'entretien, de réparation et de réhabilitation pour les éléments de pont, et l'utilisation du système de gestion des ponts pour ce qui est du stockage des données et de la prise de décisions.

La recherche a été menée selon deux approches principales : a) améliorer la méthode actuelle d'analyse par géoradar, ce qui explique le recours à l'analyse numérique; b) introduire et mettre à l'essai l'analyse d'image, une nouvelle méthode d'analyse par géoradar. À l'analyse numérique des données du géoradar s'ajoutent le coefficient de corrélation mis au point et la calibration des seuils basés sur le regroupement. La méthode d'analyse d'image découle des principales limitations de la méthode d'analyse numérique, soit la difficulté de cerner les anomalies qui ne résultent pas de la corrosion, comme celles qui touchent les éléments de support, la variation de l'alignement des barres d'armature et les réparations antérieures. À l'inverse, il est facile de déterminer ces anomalies et de ne pas en tenir compte comme des manifestations possibles de la corrosion dans l'analyse d'image préparée. L'échelle provenant de la méthode d'analyse d'image n'est pas numérique; c'est pourquoi les amplitudes enregistrées dans les balayages du géoradar servent à établir les seuils à l'aide du regroupement des K-moyennes. Un indice de corrosivité de la dalle du pont basé sur le géoradar (indice au géoradar) est établi pour évaluer la possibilité de corrosion au niveau de l'armature supérieure de la dalle du pont et déterminer l'ampleur de l'intervention requise en fonction de chaque état et les mesures correspondantes qui sont recommandées.

L'équipe de recherche de ce projet a balayé 14 ponts, pour un total de 20 levés. Les données recueillies ont servi à élaborer la méthode et à mettre à l'essai l'approche de recherche. Le présent rapport présente six des principales études de cas. Le processus de collecte des données est d'abord expliqué en détail; la grille et l'environnement de balayage sont ensuite établis pour chaque étude de cas. Ces études de cas sont évaluées au moyen des méthodes d'analyse de l'amplitude et de l'analyse d'image tout à la fois. Les cartes obtenues à partir des deux méthodes sont comparées et vérifiées de nouveau au moyen de techniques destructives et non destructives pour deux des six études de cas. Les résultats des essais servent à confirmer l'indice au géoradar calculé et à valider la méthode proposée. Un outil automatisé est en cours de mise au point dans un environnement programmé en C#; géoradar-BriDCAS. L'outil propose des options de corrélation et d'analyse numérique pour l'analyse des données du géoradar et fournit à l'utilisateur l'indice de corrosivité de la dalle, les mesures d'intervention à prendre et leur description, ainsi que les mesures recommandées sur un horizon de 20 ans.

Les conclusions de ce projet de recherche donnaient suite aux cinq principaux livrables de la recherche fixés au début du projet. En voici un sommaire.

1. Examiner les pratiques actuellement en usage pour l'évaluation et la réhabilitation des différents éléments des ponts en béton au Québec, y compris GSQ, dans les autres provinces canadiennes et aux États-Unis.
2. Cerner et étudier les facteurs critiques qui influent sur la détérioration des différents éléments de ponts en béton comme les dalles, les poutres et les piles.
3. Étudier et analyser la nature des techniques d'évaluation non destructive, y compris le géoradar, afin d'examiner leurs capacités de détection, leurs avantages, leurs limitations ainsi que l'interprétation des données pour l'inspection des dalles de pont. Tester la pertinence et la fiabilité d'une approche particulière pour l'investigation par géoradar.
4. Élaborer un cadre d'inspection pour l'évaluation de la corrosivité des dalles de pont au moyen de la technique du géoradar et établir un indice de corrosivité de pont basé sur le géoradar qui rend compte de la possibilité de corrosion de l'armature des dalles de pont.
5. Mettre au point un outil automatisé servant à intégrer les modèles élaborés et à faciliter l'application et l'analyse des données.

En plus des livrables convenus, d'autres travaux ont été réalisés dans le cadre du projet de recherche. En voici un résumé :

1. levés par géoradar complets de 14 ponts pour un total de 20 levés;
2. autres essais destructifs et non destructifs réalisés pour valider la méthode proposée, notamment : relevé de potentiel de demi-cellule, concentration d'ion chlorure, carottage, essais de délaminage et examens visuels;
3. analyse chronologique de données de géoradar (modèle de coefficient de corrélation);
4. modèle de calibration des seuils basé sur le regroupement à l'aide du modèle d'analyse d'image et des modèles d'analyse numérique.

Toutefois, cette recherche a mis en évidence les limitations existantes des méthodes actuelles d'inspection et d'analyse. Par conséquent, elle a permis de recommander plusieurs travaux futurs à réaliser et améliorations à apporter.

1. Augmenter les avantages de l'inspection visuelle existante au moyen de techniques fiables, comme le raisonnement de vérification, pour produire des mesures et des données fiables qui aident GSQ à prendre des décisions éclairées.

Des fonctions sous forme de compléments peuvent être ajoutées au GSQ pour apporter ces améliorations.

2. Améliorer le modèle de corrélation en recueillant davantage de données au moyen de levés par géoradar aux premières étapes de la construction des dalles de pont et en utilisant différents paramètres du géoradar pour les besoins de calibration.
3. Automatiser la méthode d'analyse d'image élaborée pour en faciliter l'application.
4. Améliorer davantage le modèle de calibration des seuils élaboré en établissant plus de catégories (quatre ou cinq) et les mesures d'intervention qui correspondent à l'échelle actuellement utilisée par le MTQ.

5. Intégrer l'inspection visuelle et d'autres techniques d'évaluation non destructive, ce qui facilitera l'évaluation des défauts en surface et sous la surface selon un indice unifié. Les autres techniques d'évaluation non destructives comprennent le géoradar, la méthode de l'impact-écho et celle de l'infrarouge.
6. Revoir les spécifications et pratiques actuelles de l'implantation du géoradar au MTQ de manière à être en mesure de suggérer des améliorations à apporter aux pratiques existantes en fonction des avancées réalisées dans le cadre de cette recherche. On améliorera ainsi le processus décisionnel et on augmentera la confiance faite au système.

RÉFÉRENCES

- AASHTO (2010), *AASHTO Bridge Element Inspection Manual*, First Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO (1994), *Manual for Condition Evaluation of Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ABU DABOUS, Saleh (2008). *A Decision Support Methodology for Rehabilitation Management of Concrete Bridges*, PhD Thesis, Concordia University, Canada.
- ADHIKARI, R. S. (2012). Automated prediction of condition state rating in bridge inspection. *Gerontechnology*, 11(2), 81.
- ASCE. (2013). *Report Card for America's Infrastructure*. Retrieved Oct 27, 2013, <http://www.infrastructurereportcard.org/a/#p/bridges/overview>.
- ASTM D6087-08 (2010). "Standard Test Method for Evaluating Asphalt-Covered Concrete Bridge Decks Using Ground Penetrating Radar," Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, Vol. 04.03.
- ASTM D6087-08. (2008). *Standard Test Method for Evaluating Asphalt-Covered Concrete Bridge Decks Using Ground Penetrating Radar*. Annual Book of ASTM Standards, ASTM, 04.03, pp. 666-670.
- ASTM D6087-08. (2008). Standard Test Method for Evaluating Asphalt-Covered Concrete Bridge Decks Using Ground Penetrating Radar. Annual Book of ASTM Standards, ASTM, 04.03, pp. 666-670.
- Ball, G. H., & Hall, D. J. (1965). "ISODATA, a novel method of data analysis and pattern classification." STANFORD RESEARCH INST MENLO PARK CA.
- Barnes, C., Trottier, J. F., and Forgeron, D. (2008) "Improved Concrete Bridge Deck Evaluation Using GPR by Accounting for Signal Depth-Amplitude Effects." *NDT & E International*, Vol. 41, N°. 6, September, pp. 427-433.
- BARNES, Christopher, and Jean-Francois TROTTIER 2002. « *Phenomena and Conditions in Bridge Decks that Confound GPR Data Analysis* ». *Transportation Research Record* N°. 1795, Transportation Research Board, Washington D.C, pp. 57-61.

- BARNES, Christopher, and Jean-Francois TROTTIER. 2004. « *Effectiveness of Ground Penetrating Radar in Predicting Deck Repair Quantities* », ASCE Journal of Infrastructure Systems, Vol. 10, N°. 2, June, pp. 69-76.
- BARNES, Christopher, and Jean-Francois TROTTIER. 2000. « *Ground-Penetrating Radar for Network-Level Concrete Deck Repair Management* ». ASCE Journal of Transportation Engineering, Vol. 126, N°. 3, May/Jun, pp. 257-262.
- Bélanger, L. (2013). Personal Contact. Ministère des Transports du Québec (MTQ) : Gestion des Structures.
- BIM. 2008. *Bridge Inspection Manual*. Alberta Ministry of Transportation.
- BUNGEY, John, and Steve MILLARD 1996. *Testing of Concrete in Structures*, 3rd ed., Chapman & Hall.
- BUNGEY, John, and Steve MILLARD. 1993. « *Radar Inspection of Structures* » Proceedings, Institute of Civil Engineers, Structures and Buildings Journal (London), V. 99, May, pp. 173-186.
- CANTO, T.R. 1984. *Review of Penetrating Radar as Applied to Nondestructive Evaluation of Concrete*, In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, V. M. Malhotra, ACI SP-82, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 581-601.
- CARINO Nicholas J. 2004a. *Method to Evaluate Corrosion of Reinforcement*, Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, Malhotra,V.M and Carino, N.J., ed., Second Edition, ASTM & CRC.
- CARINO Nicholas J. 2004b. *Stress Wave Propagation Methods*, Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, Malhotra,V.M and Carino, N.J., ed., Second Edition, ASTM & CRC.
- CARINO, Nicholas J. 2004. *Method to Evaluate Corrosion of Reinforcement: Handbook on Nondestructive Testing of Concrete*, Malhotra,V.M and Carino, N.J., Second Edition, ASTM & CRC
- CARTER, C.R., T. CHUNG, F.B. HOLT, D. MANNING. « *An Automated Signal Processing System for the Signature Analysis of Radar Waveforms from Bridge Decks* » Canadian Electrical Engineering Journal, Vol. 11, N°. 3, 1986, pp. 128-137.

- CHUNG, T., CARTER, C. R., MASLIWEC, T., MANNING, D.G. 1992. « Impulse Radar Evaluation of Asphalt-Covered Bridge Decks », IEEE Transactions on Aerospace and Electronic Systems, Vol. 28, N°. 1, January, pp. 125-137.
- CLEMEÑA, G.G. 1983. « *Nondestructive Inspection of Overlaid Bridge Decks with Ground Penetrating Radar* » Transportation Research Record 899, Washington, D.C., pp. 21-32.
- CLEMEÑA, G.G. 1985. *Survey of Bridge Decks with Ground Penetrating Radar: A Manual*, FHWA/VA-86/3, Virginia Highway and Transportation Research Council, Charlottesville, Virginia.
- DAVIDSON, Nigel, and Steven CHASE 1998. « *Radar Tomography of Bridge Decks* », Structural Materials Technology III – An NDT Conference, SPIE Volume 3400, March, pp. 250-256.
- ELLIS, M REED, Paul THOMPSON, René GAGNON, and Guy RICHARD 2008. *Design and Implementation of a New Bridge Management System for the Québec Ministry of Transport*, TRB Transportation Research Circular E- C128, pp. 77 – 86.
- ELLIS, M REED, Paul THOMPSON. 2007. « *Bridge Asset Valuation and the Role of the Bridge Management System* », Paper presented at the Bridges – Economic and Social Linkages (A) Session of the 2007 Annual Conference of the Transportation Association of Canada, Saskatoon, Saskatchewan.
- FHWA 1995. *Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges*, FHWA-PD-96-001, Federal Highway Administration, U.S Department of Transportation.
- FHWA 2006. *Highway Concrete Pavement Technology Development and Testing: Volume IV – Field Evaluation of Strategic Highway Research Program (SHRP) C-206 Test Sites (Bridge Deck Overlays)*, FHWA-RD-02-086, Federal Highway Administration, U.S Department of Transportation.
- FHWA 2001. *Reliability of Visual Inspection for Highway Bridges, Volume I: Final Report*, FHWA-RD-01-020, Federal Highway Administration, U.S Department of Transportation.
- FHWA. (2012). Retrieved Oct 8, 2013, from Bridge programs NBI data tables of frequently requested NBI information: <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/fc.cfm>

- FORMAN, Ernest, and Kirti PENIWATI 1998. « *Aggregating individual judgments and priorities with the Analytic Hierarchy Process* », *European Journal of Operational Research*, Elsevier, Vol. 108, Iss. 1, July, pp. 165-169.
- GEOPHYSICAL SURVEY SYSTEMS, I. (2012, July). RADAN® 7 User Manual.
- GOLABI, Kamal. and Richard SHEPARD. 1997. « *Pontis: A System for Maintenance Optimization and Improvement of US Bridge Networks* », *Interfaces*, Vol. 27, N°. 1, Franz Edelman Award Papers January – February, pp. 71-88.
- GSSI (2012). RADAN 7 Manual. Geophysical Survey Systems, Inc.
- Gucunski, N. R.-H. (2010). Multiple complementary nondestructive evaluation technologies for condition assessment of concrete bridge decks. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2201(1), 34-44.
- GUCUNSKI, N., A. IMANI, F. ROMERO, S. NAZARIAN, D. YUAN, H. WIGGENHAUSER, P. SHOKOUHI, A. TAFFE, and D. KUTRUBES 2013. *Nondestructive Testing to Identify Concrete Bridge Deck Deterioration*, SHRP 2 Report S2-R06A-RR-1, Transportation Research Board, USA.
- GUCUNSKI 2013. Nenad. Nondestructive testing to identify concrete bridge deck deterioration. Transportation Research Board.
- HAMMAD, Amin, Jianxia YAN, and Behzad MOSTOFI. 2007. << *Recent Development of Bridge Management System in Canada* >>, paper prepared for presentation at the Bridge – Economic and Social Linkage, Annual Conference of Transportation Association of Canada.
- HEARN 2007. George. *Bridge Inspection Practices*, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, NCHRP Synthesis, vol 375.
- HELLIER 2003. Charles. *Handbook of Nondestructive Evaluation*, McGRAW-HILL publication.
- HISDAL, Ellen. 1986. « *Infinite-valued logic based on two-valued logic and probability, Part 1.2* », *International Journal of Man-Machine Studies*, Elsevier, Vol. 25, Iss. 2, August, pp.113-138.
- HUDSON, Ronald W., R. Frank CARMICHAEL III, Stuart W. HUDSON, Manuel A. DIAZ, and Len O. MOSER 1993. « *Microcomputer Bridge Maintenance Management* », *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, Vol.119, N°.1, pp. 59-76.

- HUSTON, Dryver, Jing Qiong HU, Kenneth MASER, William WEEDON, and Chris ADAM. 2000. « *GIMA ground penetrating radar system for monitoring concrete bridge decks* », Journal of Applied Geophysics, Elsevier, Vol. 43, Iss. 2–4, March, pp. 139–146.
- LANG, Xin, and Kevin L. RENS 2010. « *Bridge Health Index for the City and County of Denver, Colorado. I: Current Methodology* », Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 24, N°. 6, December, pp. 580-587.
- Kirkpatrick, T. J., Weyers, R. E., Anderson-Cook, C. M., & Sprinkel, M. M. (2002). "Probabilistic model for the chloride-induced corrosion service life of bridge decks." Cement and concrete research, Vol. 32, N°. 12, pp. 1943-1960.
- La, H. M., Lim, R. S., Basily, B., Gucunski, N., Yi, J., Maher, A., and Parvardeh, H. (2013). "Autonomous robotic system for high-efficiency non-destructive bridge deck inspection and evaluation." Automation Science and Engineering (CASE), IEEE International Conference, August, pp. 1053- 1058.
- Li, C. Q. (2003). "Life cycle modeling of corrosion affected concrete structures-initiation." Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 15, N°. 6, December, pp. 594-601.
- LIN, Chang-Chun, and A-P. CHEN. 2002. « *Generalization of Yang et coll.'s method for fuzzy programming with piecewise linear membership functions* », Fuzzy Sets and Systems, Elsevier, Vol. 123, Iss. 3, December, pp. 347-352.
- Liu, Y., and Weyers, R. E. (1998). "Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures." ACI Materials Journal, Vol. 95, N°. 6, pp. 675-680.
- LVM-Fondatec 2005. *Expertise de béton par relevé de potentiel et carottage : Structure P13748 Chemin Saint-Gregoire au-dessus de l'autoroute 20*. Rapport au MTQ.
- LVM-Fondatec 2005. *Expertise de béton par relevé de potentiel et carottage : Structure P13748 Chemin Saint-Gregoire au-dessus de l'autoroute 20*. Rapport au MTQ.
- Manual, *Bridge Maintenance Training*. US Federal Highway Administration 1992. FHWA-HI-94-034, Prepared by Wilbur Smith Associates.
- MARKOW, M. J. (2009). Transportation Research Board of the National Academies. *Bridge Management Systems for Transportation Agency Decision Making*. Washington, DC: NCHRP Synthesis of Highway Practice 397.

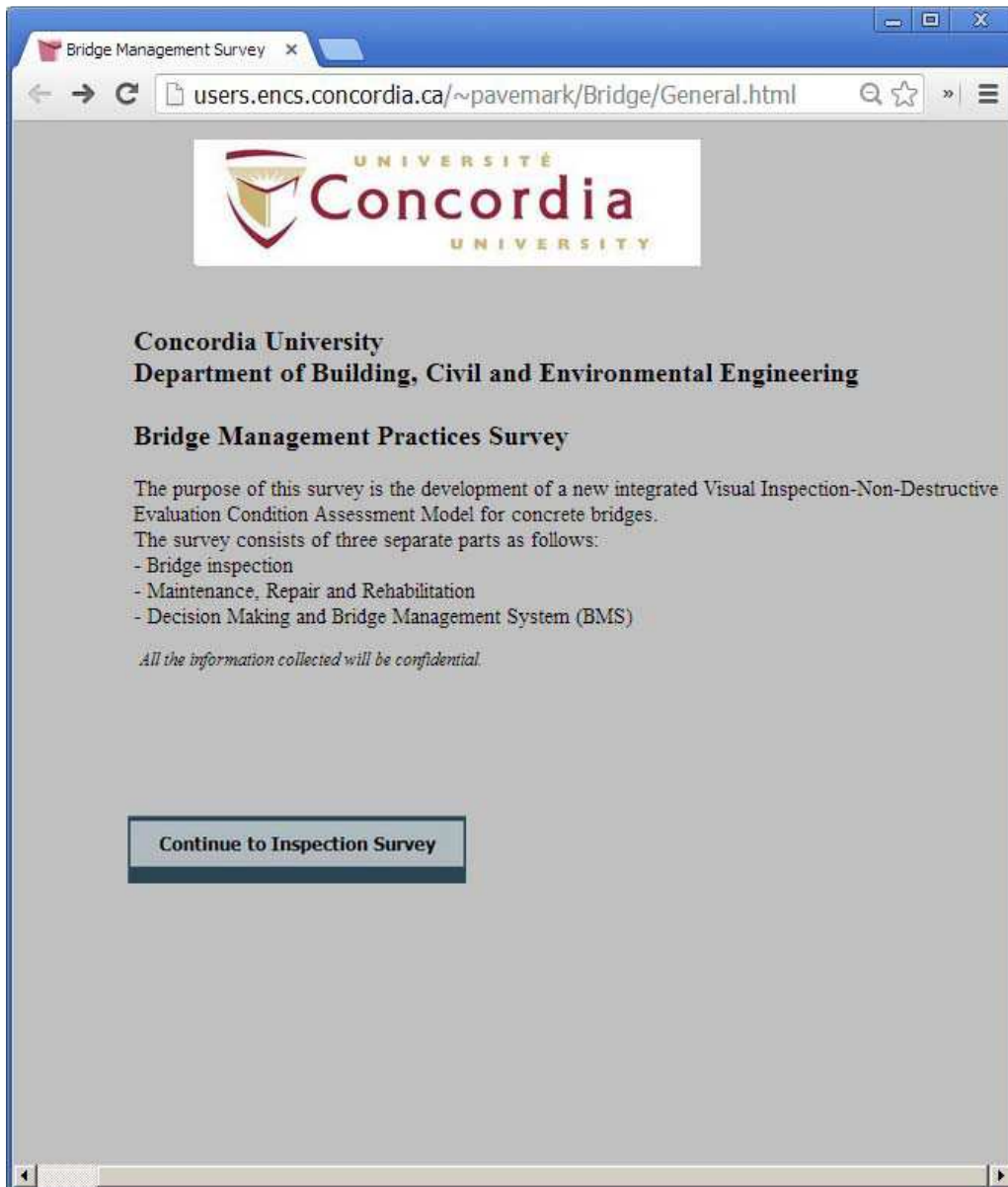
- Martino, N., Birken, R., Maser, K., and Wang, M. (2014). "Developing a deterioration threshold model for assessment of concrete bridge decks using ground penetrating radar." Transportation Research Board 93rd Annual Meeting (N°. 14-3861).
- MASER, K., and M. BERNHARDT 2000. « Statewide Bridge Deck Survey Using Ground Penetrating Radar », Structural Materials Technology IV - An NDT Conference, Atlantic, New Jersey, pp. 31-37.
- MASER, Kenneth R. 1996. « Condition Assessment of Transportation Infrastructure Using Ground Penetrating Radar », Journal of Infrastructure Systems, ASCE, Vol.2, N°.2, June, pp.94-101.
- MASER, Kenneth R. 1995. « *Evaluation of bridge decks and pavements at highway speed using ground penetrating radar* », Proceedings of the SPIE Conference on Nondestructive Evaluation of Aging Infrastructure, Vol. 2456, June, pp. 237-248.
- MASER, Kenneth R., and WM Kim RODDIS. 1990. « *Principles of Thermography and Radar for Bridge Deck Assessment* » Journal of Transportation Engineering, ASCE, V. 116, N°. 5, Sept.-Oct., pp. 583-601.
- MEDASANI, Swarup, Jaeseok KIM, and Raghu KRISHNAPURAM. 1998. « *An overview of membership function generation techniques for pattern recognition* », International Journal of Approximate Reasoning, Elsevier, Vol. 19, Iss. 3-4, Nov-Dec, pp. 391-417.
- MILLARD, Stephen G., John H. BUNGEY, Marcus R. SHAW, Cledwyn THOMAS, and Brian A. AUSTIN. 1997. *Interpretation of Radar Test Results*, Innovations in Nondestructive Testing of Concrete, Pessiki, S. and Olson, L., ed., Vol. 168, ACI.,
- Ministère des transports du Québec 2013. *Manuel d'entretien des structures*, Division des structures.
- MnDOT 2009. *Bridge Inspection Manual*, Minnesota Department of Transportation, Version 1.8, October.
- MTO 2008. *Ontario Structures Inspection Manual*. Ontario Ministry of Transportation.
- MTQ 1993. *Manuel d'Inspection des structures : Critères pour l'évaluation des dommages*. Ministère des Transports du Québec.
- MTQ 2012. *Manuel d'Inspection des Structures*. Ministère des Transports du Québec.

- NAIK, Tarun R, Victor M MALHOTRA, and Sandor POPOVICS. *The Ultrasonic Pulse Velocity Method*, in Malhotra,V.M and Carino, N.J. (2004). "Handbook on Nondestructive Testing of Concrete", Second Edition, ASTM & CRC, 2004
- Ontario Ministry of Transportation, *Structural Rehabilitation Manual*, Structural Office, Bridge Management Section, 2007
- Parrillo, R., Roberts, R. and Haggan, A. (2006). "Bridge Deck Condition Assessment using Ground Penetrating Radar." ECNDT Conference Proceeding, Berlin, Germany, pp. 25-29.
- PATIDAR, Vandana, S. LABI, K. C. SINHA, and P. THOMPSON. 2007. *Multi-Objective Optimization for Bridge Management Systems*, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, NCHRP Report 590.
- PENTTALA, Vesa. *Causes and mechanisms of deterioration in reinforced concrete*, in: Delatte, N. (2009). "Failure, distress and repair of concrete structures", CRC, Woodhead Publishing Limited, 2009, pp. 3-31.
- POUR-GHAZ, Mohammad, O. Burkan ISGOR, and Pouria GHODS. 2009. « *Quantitative Interpretation of Half-Cell Potential Measurements in Concrete Structures* », Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 21, N°. 9, September, pp. 467-475.
- PRADHAN, Bulu, and B. BHATTACHARJEE. 2009. « *Half-Cell Potential as an Indicator of Chloride-Induced Rebar Corrosion Initiation in RC* », Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 21, N°. 10, pp. 543-552.
- QIAN, Shie 2012. PREVENTING REBAR CORROSION IN CONCRETE STRUCTURES, *National Research Council Canada 2004*,
[www.nrc-cnrc.gc.ca/obj/jrc/doc/pubs/nrcc47625/nrcc47625.pdf], (accessed on 21st March).
- REEL, R., THARMABALA, T., WOOD, I., CHUNG, T., and CARTER, C.R. 1997. *New Impulse Radar Strategies for Bridge Deck Assessment*, Innovations in Nondestructive Testing of Concrete, Pessiki, S. and Olson, L., ed., Vol. 168, ACI.
- REHM, K. C. (2013). *BRIDGE INSPECTION: Primary element*. Retrieved May 10, 2013, from Roads & Bridges: <http://www.roadsbridges.com/bridge-inspection-primary-element>.
- ROBERTS, James E., and Richard SHEPARD 2000. *Bridge Management for the 21st Century*, Transportation Research Record, N°. 1696, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 197-203.

- Sasmal, S., Ramanjaneyulu, K., Gopalakrishnan, S., and Lakshmanan, N. (2006). "Fuzzy Logic Based Condition Rating of Existing Reinforced Concrete Bridges," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 20, N°. 3, August, pp. 261-273.
- Sasmal, S., and Ramanjaneyulu, K. (2008). "Condition evaluation of existing reinforced concrete bridges using fuzzy based analytic hierarchy approach." *Expert Systems with Applications*, Vol. 35, Iss. 3, October, pp. 1430-1443
- SCOTT, Michael, Ali REZAIZADEH, and Mark MOORE. 2001. *Phenomenology Study of HERMES Ground Penetrating Radar Technology for Detection and Identification of Common Bridge Deck Features*, FHWA-RD-01-090, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- SHARP, Stephen R. 2004. *Evaluation of two corrosion inhibitors using two surface application methods for reinforced concrete structures*, Final Report submitted to Virginia Transportation Research Council.
- SLATONBARKER, A.B., and WALLACE, J.W. 1997. *Nondestructive Testing of Bridge Decks Using Dual Frequency Radar: Innovations in Nondestructive Testing of Concrete*, Pessiki, S. and Olson, L., ed., Vol. 168, ACI.
- SLATONBARKER, Anthony B., and John W. WALLACE. 1997. *Nondestructive Testing of Bridge Decks Using Dual Frequency Radar*, Innovations in Nondestructive Testing of Concrete, Pessiki, S. and Olson, L., ed., Vol. 168, ACI.
- SPEIRAN, K., J. FRANCIS, R. M. ELLIS, and P. D. THOMPSON. 2004. *Implementation of a bridge management system in The Province of Nova Scotia*. Annual Conference and Exhibition of the Transportation Association of Canada-Transportation Innovation-Accelerating the Pace.
- Suwito, A. and Xi, Y. (2003). "Service life of reinforced concrete structures with corrosion damage due to chloride attack." *Life-cycle performance of deteriorating structures*, ASCE, pp. 207-218.
- Tarussov, A., Vandry, M. and De La Haza, A (2013). "Condition assessment of concrete structures using a new analysis method: Ground-penetrating radar computer-assisted visual interpretation." *Journal of Construction and Building Materials*, Elsevier Vol. 38, pp. 1246–1254.
- Tee, A.B. (1988). "The Application of Fuzzy Mathematics to Bridge Condition Assessment," Ph.D thesis, Purdue Univ., West Lafayette, Ind, US.

- THOMPSON, Paul D, and Richard W SHEPARD, 2000. *AASHTO Commonly-Recognized Bridge Elements, Successful Applications and Lessons learned*, paper prepared for the National Workshop on Commonly Recognized Measures for Maintenance.
- VAYSBURD, ALEXANDER ,AND BENOIT BISSONNETTE 2007. COMMISSION OF INQUIRY INTO THE DE LA CONCORDE OVERPASS. *Bibliothèque et Archives nationales du Québec* [Available: <http://collections.banq.qc.ca/ark:/52327/bs15639171>]
- VIRGINIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, MAINTENANCE AND REPAIR 2013. *Structure and Bridge Division*, [http://www.extranet.vdot.state.va.us/locdes/electronic%20pubs/Bridge%20Manuals/VolumeV-Part2/Chapter32.pdf], (2 March).
- Washington State Department of Transportation (WSDOT) 2010. *Washington State Bridge Inspection Manual*.
- Weyers, R. E. (1998). "Service life model for concrete structures in chloride laden environments." *ACI Materials Journal*, Vol. 95, Iss. 4, pp. 445-453.
- YANG, Chih-Chung, and N. K. BOSE. 2006. « *Generating fuzzy membership function with self-organizing feature map* », *Pattern Recognition Letters*, Elsevier, Vol. 27, Iss. 5, April, pp. 356-365.
- YANG, Taeyong, James P. IGNIZIO, and Hyun-Joon KIM. 1991. « *Fuzzy programming with nonlinear membership functions: piecewise linear approximation* », *Fuzzy Sets and Systems*, Elsevier, Vol. 41, Iss. 1, May, pp. 39-53.
- Zadeh, L.A. (1965). "Fuzzy Sets." *Information and Control*, Vol. 8, N°. 3, pp. 338-353.
- Zhao, Z., and Chen, C. (2002). "A fuzzy system for concrete bridge damage diagnosis." *Computers & Structures*, Elsevier, Vol. 80, N°. 7-8, pp. 629- 641.

ANNEXE A ENQUÊTE SUR LES PRATIQUES COURANTES



Inspection

users.encs.concordia.ca/~pavemark/Bridge/Inspection.html

Bridge Management Practices

Name

Position

Inspection - General

Number of bridges under your agency?

What is the frequency of bridge inspection in your agency?

What percentage of your bridges fall in each of the following age ranges? (0-25, 26-50, 51-75, 76-100)
please specify %percentage for each category

--	--	--	--

Please state the percentage -if any- of your bridges that may be considered (structurally deficient, functionally obsolete, or totally deficient)?
please specify %percentage -if any- for each category

--	--	--	--

Inspection - Bridge Decks

What are the employed methods to evaluate the condition of bridge decks?

please check all applicable answers

- ☐ Visual Inspection
- ☐ Half-Cell Potential
- ☐ Permeability Testing
- ☐ Skid Resistance Testing
- ☐ Schmidt Hammer
- ☐ Chloride Concentration Testing
- ☐ Chain Drag
- ☐ Coring
- ☐ Ground Penetrating Radar (GPR)
- ☐ Other:

What are the most common defects observed in concrete bridge decks in your jurisdiction, and when do they typically appear?

please check all applicable answers

- ☐ Scaling
- ☐ Corrosion of reinforcement
- ☐ Pop-outs
- ☐ Longitudinal cracks
- ☐ Transverse cracks
- ☐ Diagonal cracks
- ☐ Map cracks
- ☐ Alkali-aggregate reaction
- ☐ Delamination
- ☐ Honeycombing
- ☐ Spalling
- ☐ Surface defects (stratification, segregation, cold joints, abrasion, slippery surfaces, deposits)
- ☐ Other:

In your opinion, what are the main factors that affect the condition of bridge decks?

please check all applicable

- ☐ Bridge-related factors (age, structural system, design, construction/material quality)
- ☐ Environmental/Weather conditions (precipitation, chloride attack, earth movement, etc.)
- ☐ Traffic load factors
- ☐ Maintenance factors
- ☐ Other:

Inspection - Bridge Beams

What are the employed methods to evaluate the condition of bridge beams?

please check all applicable answers

- ☐ Visual inspection
- ☐ Half-Cell potential
- ☐ Permeability testing
- ☐ Skid resistance testing
- ☐ Schmidt hammer
- ☐ Chloride concentration testing
- ☐ Chain drag
- ☐ Coring
- ☐ Ground penetrating radar (GPR)
- ☐ Other:

What are the most common defects observed in concrete bridge beams in your jurisdiction, and when do they typically appear?

please check all applicable answers

- ☐ Sealing
- ☐ Corrosion of reinforcement
- ☐ Pop-outs
- ☐ Longitudinal cracks
- ☐ Transverse cracks
- ☐ Diagonal cracks
- ☐ Map cracks
- ☐ Alkali-aggregate reaction
- ☐ Delamination
- ☐ Honeycombing
- ☐ Spalling
- ☐ Surface defects (stratification, segregation, cold joints, abrasion, slippery surfaces, deposits)
- ☐ Other:

In your opinion, what are the main factors that affect the condition of bridge beams?

please check all applicable

- ☐ Bridge-related factors (age, structural system, design, construction/material quality)
- ☐ Environmental/Weather conditions (precipitation, chloride attack, earth movement, etc.)
- ☐ Traffic load factors
- ☐ Maintenance factors
- ☐ Other:

Inspection - Bridge Piers/Abutments

What are the employed methods to evaluate the condition of bridge piers/abutments?

please check all applicable answers

- ☐ Visual inspection
- ☐ Half-Cell potential
- ☐ Permeability testing
- ☐ Skid resistance testing
- ☐ Schmidt hammer
- ☐ Chloride concentration testing
- ☐ Chain drag
- ☐ Coring
- ☐ Ground penetrating radar (GPR)
- ☐ Other:

What are the most common defects observed in concrete bridge piers/abutments in your jurisdiction, and when do they typically appear?

please check all applicable answers

- ☐ Sealing
- ☐ Corrosion of reinforcement
- ☐ Pop-outs
- ☐ Longitudinal cracks
- ☐ Transverse cracks
- ☐ Diagonal cracks
- ☐ Map cracks
- ☐ Alkali-aggregate reaction
- ☐ Delamination
- ☐ Honeycombing
- ☐ Spalling
- ☐ Surface defects (stratification, segregation, cold joints, abrasion, slippery surfaces, deposits)
- ☐ Other:

In your opinion, what are the main factors that affect the condition of bridge piers/abutments?

please check all applicable

- ☐ Bridge-related factors (age, structural system, design, construction/material quality)
- ☐ Environmental/Weather conditions (precipitation, chloride attack, earth movement, etc.)
- ☐ Traffic load factors
- ☐ Maintenance factors
- ☐ Other:

Maintenance, Repair and Rehabilitation - Bridge Decks

What are the types of intervention applied for bridge decks?

please check all applicable answers

☐ Preventive maintenance

☐ Routine maintenance

☐ Repair

☐ Replacement

☐ Improvement

☐ Other:

When are the above selected intervention types applied?

What are the linked actions with the above selected intervention types?

(e.g. paint, injection, debris removal..etc.)

Maintenance, Repair and Rehabilitation - Bridge Beams

What are the types of intervention applied for bridge beams?

please check all applicable answers

☐ Preventive maintenance

☐ Routine maintenance

☐ Repair

☐ Replacement

☐ Improvement

☐ Other:

When are the above selected intervention types applied?

What are the linked actions with the above selected intervention types?

(e.g. paint, injection, debris removal...etc.)

Maintenance, Repair and Rehabilitation - Bridge Piers/Abutments

What are the types of intervention applied for bridge piers/abutments?

please check all applicable answers

☐ Preventive maintenance

☐ Routine maintenance

☐ Repair

☐ Replacement

☐ Improvement

☐ Other:

When are the above selected intervention types applied?

What are the linked actions with the above selected intervention types?

(e.g. paint, injection, debris removal..etc.)

Decision Making

How is the appropriate action/intervention decided?

please check all applicable answers

- ☐ Decision process
- ☐ Engineering judgement

Who makes the decisions in this level?

please check all applicable answers

- ☐ Inspector
- ☐ Bridge engineer
- ☐ Senior manager
- ☐ Other:

Are you using a standard condition assessment model? if yes, please specify :

-weighted average, etc..

Are you using a tool to model and predict deterioration? if yes, please specify :

-e.g. Markov chain, or other

Are you using a tool to model and predict deterioration? if yes, please specify :

-e.g. Markov chain, or other

What are the criteria considered in the decision making process?

please check all applicable answers

☐ Cost

☐ Safety/Bridge health

☐ Benefit

☐ Other:

What is the optimization technique used?

please check all applicable answers

☐ Life cycle analysis

☐ B/C analysis

☐ Other:

What is the overall decision making process? (for project selection/prioritization, budget allocation)

If a certain parameter imposes intervention, on what basis do you choose either rehabilitation or full replacement?

please indicate the priority of the following criteria

	Cost	Geographic location	Traffic access	Reinforcement type	Remaining life
first priority	☐	☐	☐	☐	☐
Second priority	☐	☐	☐	☐	☐
third priority	☐	☐	☐	☐	☐
forth priority	☐	☐	☐	☐	☐
fifth priority	☐	☐	☐	☐	☐

Bridge Management System

Do you have a computerized BMS?

- ☐ Yes
☐ No

If you answered yes, please specify type of BMS?

If you answered yes, when did you start using it?

If you answered no, what system are you using?

BMS used for :

please check all applicable

- ☐ a. Data storage
☐ b. Analysis and decision making

If you checked only b, what are the decision making tools used?

How do you develop cost factors for decision making?

What is your level of satisfaction with your currently applied BMS? advantages/disadvantages?

Do you provide BMS training for your personnel?

Submit

SAMPLE OF FILLED SURVEY

Bridge Management Practices

Name

Position

Inspection - General

Number of bridges under your agency?

What is the frequency of bridge inspection in your agency?

What percentage of your bridges fall in each of the following age ranges? (0-25, 26-50, 51-75, 76-100)
please specify %percentage for each category

Please state the percentage -if any- of your bridges that may be considered (structurally deficient, functionally obsolete, or totally deficient)?
please specify %percentage -if any- for each category

Inspection - Bridge Decks

What are the employed methods to evaluate the condition of bridge decks?

please check all applicable answers

- ☒ Visual Inspection
- ☒ Half-Cell Potential
- ☐ Permeability Testing
- ☐ Skid Resistance Testing
- ☐ Schmidt Hammer
- ☒ Chloride Concentration Testing
- ☒ Chain Drag
- ☒ Coring
- ☒ Ground Penetrating Radar (GPR)
- ☐ Other:

What are the most common defects observed in concrete bridge decks in your jurisdiction, and when do they typically appear?

please check all applicable answers

- ☐ Scaling
- ☒ Corrosion of reinforcement
- ☐ Pop-outs
- ☐ Longitudinal cracks
- ☐ Transverse cracks
- ☐ Diagonal cracks
- ☐ Map cracks
- ☒ Alkali-aggregate reaction
- ☒ Delamination
- ☐ Honeycombing
- ☒ Spalling
- ☐ Surface defects (stratification, segregation, cold joints, abrasion, slippery surfaces, deposits)
- ☐ Other:

In your opinion, what are the main factors that affect the condition of bridge decks?

please check all applicable

- ☒ Bridge-related factors (age, structural system, design, construction/material quality)
- ☒ Environmental/Weather conditions (precipitation, chloride attack, earth movement, etc.)
- ☐ Traffic load factors
- ☒ Maintenance factors
- ☐ Other:

Inspection - Bridge Beams

What are the employed methods to evaluate the condition of bridge beams?

please check all applicable answers

- ☒ Visual inspection
- ☐ Half-Cell potential
- ☐ Permeability testing
- ☐ Skid resistance testing
- ☐ Schmidt hammer
- ☐ Chloride concentration testing
- ☐ Chain drag
- ☐ Coring
- ☐ Ground penetrating radar (GPR)
- ☐ Other:

What are the most common defects observed in concrete bridge beams in your jurisdiction, and when do they typically appear?

please check all applicable answers

- ☐ Scaling
- ☒ Corrosion of reinforcement
- ☐ Pop-outs
- ☐ Longitudinal cracks
- ☐ Transverse cracks
- ☐ Diagonal cracks
- ☐ Map cracks
- ☒ Alkali-aggregate reaction
- ☒ Delamination
- ☐ Honeycombing
- ☒ Spalling
- ☐ Surface defects (stratification, segregation, cold joints, abrasion, slippery surfaces, deposits)
- ☐ Other:

In your opinion, what are the main factors that affect the condition of bridge beams?

please check all applicable

- ☒ Bridge-related factors (age, structural system, design, construction/material quality)
- ☒ Environmental/Weather conditions (precipitation, chloride attack, earth movement, etc.)
- ☐ Traffic load factors
- ☒ Maintenance factors
- ☐ Other:

Inspection - Bridge Piers/Abutments

What are the employed methods to evaluate the condition of bridge piers/abutments?

please check all applicable answers

- ☒ Visual inspection
- ☐ Half-Cell potential
- ☐ Permeability testing
- ☐ Skid resistance testing
- ☐ Schmidt hammer
- ☐ Chloride concentration testing
- ☐ Chain drag
- ☐ Coring
- ☐ Ground penetrating radar (GPR)
- ☐ Other:

What are the most common defects observed in concrete bridge piers/abutments in your jurisdiction, and when do they typically appear?

please check all applicable answers

- ☒ Scaling
- ☒ Corrosion of reinforcement
- ☐ Pop-outs
- ☐ Longitudinal cracks
- ☒ Transverse cracks
- ☐ Diagonal cracks
- ☐ Map cracks
- ☒ Alkali-aggregate reaction
- ☒ Delamination
- ☐ Honeycombing
- ☒ Spalling
- ☐ Surface defects (stratification, segregation, cold joints, abrasion, slippery surfaces, deposits)
- ☐ Other:

In your opinion, what are the main factors that affect the condition of bridge piers/abutments?

please check all applicable

- ☒ Bridge-related factors (age, structural system, design, construction/material quality)
- ☒ Environmental/Weather conditions (precipitation, chloride attack, earth movement, etc.)
- ☐ Traffic load factors
- ☒ Maintenance factors
- ☐ Other:

Bridge Management Practices



Name

X

Position

Y

Maintenance, Repair and Rehabilitation - Bridge Decks

What are the types of intervention applied for bridge decks?

please check all applicable answers:

- ☒ Preventive maintenance
- ☒ Routine maintenance
- ☒ Repair
- ☒ Replacement
- ☒ Improvement
- ☐ Other:

When are the above selected intervention types applied?

preventive - e.g. apply waterproofing membrane if not done so

routine - e.g. asphalt replacement usually every 15 years

repair - e.g. area high corrosion potential area and delamination; shotcreting soffit

replacement - cost of repairing is not justified

improvement - e.g. shotcreting soffit; use FRP to increase strength e.g. at overhang

What are the linked actions with the above selected intervention types?

(e.g. paint, injection, debris removal, etc.)

- New barriers
- Girders painting
- Membrane"

Maintenance, Repair and Rehabilitation - Bridge Beams

What are the types of intervention applied for bridge beams?

please check all applicable answers

☒ Preventive maintenance

☐ Routine maintenance

☒ Repair

☒ Replacement

☐ Improvement

☐ Other:

When are the above selected intervention types applied?

preventive - spray wash steel beam especially exterior girders
repair - e.g coating for steel beam; repair concrete beam being hit by traffic,
hit straightening for steel beam being hit by traffic
replacement - when repair is not justified

What are the linked actions with the above selected intervention types?

(e.g. paint, injection, debris removal.etc.)

- Parallel to beams replacement → new deck

Maintenance, Repair and Rehabilitation - Bridge Piers/Abutments

What are the types of intervention applied for bridge piers/abutments?

please check all applicable answers

☒ Preventive maintenance

☐ Routine maintenance

☒ Repair

☐ Replacement

☒ Improvement

☐ Other:

When are the above selected intervention types applied?

preventive - wash and clean movement joint abutment
repair - for spalled and delaminated area; repair / replace defective movement joint
improvement - change from normal movement joint to semi integral abutment

What are the linked actions with the above selected intervention types?

(e.g. paint, injection, debris removal, etc.)

- Depending of the extent of defects and deficiencies → repair or replace
- In the case of a repair / rehab intervention, the intent is to upgrade the more elements possible

Decision Making

How is the appropriate action/intervention decided?

please check all applicable answers

- ☒ Decision process
- ☒ Engineering judgement

Who makes the decisions in this level?

please check all applicable answers

- ☐ Inspector
- ☒ Bridge engineer
- ☒ Senior manager
- ☐ Other:

Are you using a standard condition assessment model? if yes, please specify :

-weighted average, etc..

Yes, Ontario use the Ontario Structure Inspection System (OSIS)

Are you using a tool to model and predict deterioration? if yes, please specify :

-e.g. Markov chain, or other

Yes, Ontario use the "Bridge Priority Tool" which utilize OSIS inspection data for bridge deterioration model and rehabilitation needs.

The OSIS derive a "Bridge Condition Index" (BCI), and the Bridge Priority Tool further reduces BCI based on 5 major bridge elements - Deck, Beam, Expansion Joints, Barrier. "

What are the criteria considered in the decision making process?

please check all applicable answers

- ☐ Cost
- ☒ Safety/Bridge health
- ☐ Benefit
- ☐ Other:

What is the optimization technique used?

please check all applicable answers

☐ Life cycle analysis

☒ B/C analysis

☐ Other:

What is the overall decision making process? (for project selection/prioritization, budget allocation)

Prioritization is based on structure safety, then project selection, economics of project scale, available fund.

If a certain parameter imposes intervention, on what basis do you choose either rehabilitation or full replacement?

please indicate the priority of the following criteria

	Cost	Geographic location	Traffic access	Reinforcement type	Remaining life
first priority	☒	☐	☐	☐	☐
Second priority	☐	☐	☒	☐	☐
third priority	☐	☐	☐	☐	☒
forth priority	☐	☐	☐	☐	☐
fifth priority	☐	☐	☐	☐	☐

Bridge Management System

Do you have a computerized BMS?

☒ Yes

☐ No

If you answered yes, please specify type of BMS?

Inspection data invento

If you answered yes, when did you start using it?

1998

If you answered no, what system are you using?

BMS used for :

please check all applicable

☒ a. Data storage

☐ b. Analysis and decision making

If you checked only b, what are the decision making tools used?

How do you develop cost factors for decision making?

Per square metre rehab/replacement cost

What is your level of satisfaction with your currently applied BMS? advantages/disadvantages?

Good for inspection data inventory. More work needed for system analysis.

Do you provide BMS training for your personnel?

Yes

Submit

ANNEXE B ENQUÊTE POUR LE DÉVELOPPEMENT D'UN INDICE DE CORROSIVITÉ

[SURVEY PREVIEW MODE] Expert Opinions for Developing GPR-based Bridge Deck Condition Index Survey - Google C...

www.surveymonkey.com/s.aspx?PREVIEW_MODE=DO_NOT_USE_THIS_LINK_FOR_COLLECTION&sm=ShSRmlZvVH16C39W3

Expert Opinions for Developing GPR-based Bridge Deck Condition Index

Exit this survey

Dear bridge experts,

Bridge condition assessment provides important input for bridge management systems as well as for ensuring public safety. With that motivation, the purpose of this survey is to develop a Bridge Deck Corrosiveness Index (BDCI) based on the result of GPR image analysis. We understand that your knowledge and experience are extremely important for us to develop such an index. Your time and effort for completing this survey are therefore sincerely acknowledged.

Best Regards,

Kien Dinh
PhD Candidate, Concordia University
Email: ki_dinh@encs.concordia.ca

Dr. Tarek Zayed
Supervisor, Profesor, Concordia University
Email: zayed@encs.concordia.ca

Next

[SURVEY PREVIEW MODE] Expert Opinions for Developing GPR-based Bridge Deck Condition Index Survey - Google C...

www.surveymonkey.com/s.aspx?PREVIEW_MODE=DO_NOT_USE_THIS_LINK_FOR_COLLECTION&sm=ShSRmlZvVH16C39W3

Expert Opinions for Developing GPR-based Bridge Deck Condition Index

Exit this survey

1. Contact information (optional)

*2. Which option following best describes your expertise?

☐ A bridge manager

☐ A bridge engineer

☐ A bridge inspector

☐ A bridge researcher

☐ Other (please specify)

*3. How many years of experience you have with this expertise?

☐ 0-5 years

☐ 5-10 years

☐ 10-20 years

☐ More than 20 years

Prev Next

[SURVEY PREVIEW MODE] Expert Opinions for Developing GPR-based Bridge Deck Condition Index Survey - Google C... - www.surveymonkey.com/s.aspx?PREVIEW_MODE=DO_NOT_USE_THIS_LINK_FOR_COLLECTION&sm=ShSRmIZvVH16C39W3

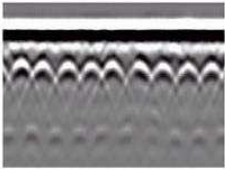
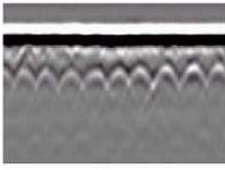
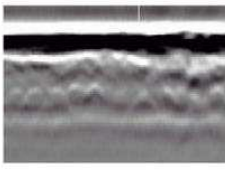
Expert Opinions for Developing GPR-based Bridge Deck Condition Index

Ground Penetrating Radar (GPR) has long been a recommended technology for condition assessment of concrete bridge decks subjected to corrosion-induced deterioration. Based on visual analysis of GPR profiles (images), we have developed several linguistic terms describing three possible condition states of concrete bridge decks, as shown in the below figure. Using a continuous scale from 0 to 100, the same idea as Bridge Health Index, our purpose is to map those linguistic descriptions to the rating of bridge deck. This scale, along with the deterioration process of a concrete deck, is depicted in the same figure.

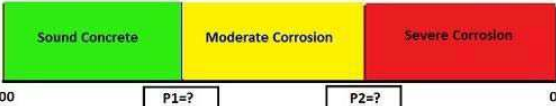
Since linguistic terms are very fuzzy, your expert opinions in this survey would be used later to convert them to crisp number. To fill out this form, number P1 in the next question, for example, you should imagine what would be possible range of bridge deck corrosiveness index (BDCI) if the entire deck is found in sound condition. If you think the range is from 100 (newly constructed) to 80, P1 would be 80 in your response. If that is the case, the BDCI index for a deck with entire moderate corrosion would occupy the range from 80 (P1) to P2, where P2 value has to be smaller than P1.

Next, suppose that BDCI for a bridge deck has been obtained based on the information you provided (P1 & P2) and percentage of each condition state found by GPR, please give us the two BDCI levels (thresholds), T1 and T2, as illustrated in the figure. First, the one at which you consider the bridge deck is not healthy but intervention can be postponed (T1). And second, the one at which you think the deck would require immediate intervention (T2).

[SURVEY PREVIEW MODE] Expert Opinions for Developing GPR-based Bridge Deck Condition Index Survey - Google ... - www.surveymonkey.com/s.aspx?PREVIEW_MODE=DO_NOT_USE_THIS_LINK_FOR_COLLECTION&sm=ShSRmIZvVH16C39W3

		
Sound Concrete: 1. Rebar reflection is strong and clear with hyperbola shape. 2. Bottom reflection is clearly visible at location where supporting beams are not present	Moderate Corrosion: 1. Rebar reflection is relatively weak but hyperbola shape is clearly visible. 2. Some attenuation at slab bottom but bottom reflection is still visible. 3. Radar velocity effects are minimal or absent	Severe Corrosion: 1. Strong attenuation at top rebar level; hyperbola shape from rebar reflection is distorted or disappears. 2. Bottom reflection is very weak or absent. 3. Radar velocity effects are present (e.g., bottom sags)

Newly Constructed Failure Condition



100 P1=? P2=? 0

Bridge Deck Corrosiveness Index

Newly Constructed Failure Condition



100 T1=? T2=? 0

Bridge Deck Corrosiveness Index

SYSTÈME D'ÉVALUATION DE LA CONDITION DE DALLES DE PONT EN BÉTON À L'AIDE DU GÉORADAR

[SURVEY PREVIEW MODE] Expert Opinions for Developing GPR-based Bridge Deck Condition Index Survey - Google ...
www.surveymonkey.com/s.aspx?PREVIEW_MODE=DO_NOT_USE_THIS_LINK_FOR_COLLECTION&sm=ShSRmIZvVH16C39W

*** 4. Please fill out your numbers (as explained above) in the boxes below.**

P1

P2

T1

T2

*** 5. What is your recommended action for a deck with BDCI below T1?**

☐ Do nothing and more frequent monitoring

☐ Repair (shallow, deep patching or full depth removal, etc.)

☐ Total deck replacement

☐ Other (please specify)

*** 6. What is your recommended action for a deck with BDCI below T2?**

☐ Repair (shallow, deep patching, or full depth removal, etc.)

☐ Total deck replacement

☐ Other (please specify)

Survey Completed. Thank you very much for your precious time.

Prev Done