

Thèse de Doctorat

Lucas BOURREAU

*Mémoire présenté en vue de l'obtention du
grade de Docteur de l'Université de Nantes
sous le sceau de l'Université Bretagne Loire*

École doctorale : *Sciences pour l'Ingénieur, Géosciences, Architecture (SPIGA – ED498)*

Discipline : *Génie Civil, section CNU 60*

Unité de recherche : *IFSTTAR (Institut Français des Sciences et Technologies des Transport, de l'Aménagement et des Réseaux) centres de Nantes et de Marne-la-Vallée, Département MAST (MATériaux et STRuctures), Laboratoires SMC (Structures Métalliques et à Câbles) et SDOA (Sécurité et Durabilité des Ouvrages d'Art)*

Université de Nantes, Laboratoire GeM (institut de recherche en Génie civil et Mécanique), Equipe TRUST (conTRôle de santé, fiabilité et calcul des STRuctures)

Soutenu le 19 Décembre 2017

Diagnostic de corrosion sur ouvrage

Fiabilité et aide à la décision

JURY

Présidente :	Myriam CARCASSÈS , Professeur des universités, Université de Toulouse III
Rapporteurs :	Denis BREYSSE , Professeur des universités, Université de Bordeaux 1 Ramón NÓVOA , Professeur, Université de Vigo (Espagne)
Examineurs :	Marc BROUXEL , Chercheur industriel – Docteur, SIXENSE CONCRETE
Invités :	Anne AUDOUIN-DUBREUIL , Gestionnaire ouvrages d'art, Département de la Charente-Maritime Benoît THAUVIN , Responsable du groupe ouvrages d'art et maritimes, Cerema DTer Ouest (Saint-Brieuc)
Directeur de Thèse :	Laurent GAILLET , Directeur de recherche, IFSTTAR Nantes
Co-directeur de Thèse :	Franck SCHOEFS , Professeur des universités, Université de Nantes
Co-encadrante de Thèse :	Véronique BOUTEILLER , Chargée de recherche – HDR, IFSTTAR Marne-la-Vallée

Résumé

Ce travail de thèse s'intéresse à la fiabilisation du diagnostic de corrosion des ouvrages en béton armé situés en milieu maritime. Dans le cadre du projet DéCoF-Ré, un ensemble de mesures non destructives a été réalisé sur plusieurs piles du pont de l'île de Ré et notamment des mesures de potentiel de corrosion de l'armature et de résistivité électrique du béton. La fiabilisation a, tout d'abord, porté sur le protocole de mesure sur site, puis sur l'interprétation des données mesurées, notamment en fonction des facteurs influant la mesure. Les résultats montrent que, dans le cas des ouvrages en milieu maritime, les interprétations en fonction des textes et recommandations actuellement disponibles dans la littérature, largement utilisés pour des structures exposées au milieu atmosphérique, peuvent conduire à des conclusions erronées indiquant un état de dégradation alarmiste. En effet, le phénomène de marnage peut induire des milieux privés d'oxygène pour lesquels les mesures concluent à la présence de zones « à risque » qui ne résultent pas forcément de la corrosion des armatures. A partir d'une vaste campagne expérimentale sur l'ouvrage, l'influence de la phase de la marée (montante ou descendante), du phénomène de marnage et de la saisonnalité sur les mesures ont été étudiés et quantifiés. En retranchant ces effets environnementaux et temporels aux données brutes, l'interprétation du diagnostic de corrosion a été fiabilisée. Ceci a été conforté et validé par des autopsies (essais destructifs), révélant l'état réel de corrosion des armatures. Enfin, une hiérarchisation des zones à réparer en priorité a été effectuée en utilisant des outils d'aide à la décision.

Mots-clés : béton armé, corrosion, diagnostic, milieu maritime, potentiel de corrosion, résistivité électrique, fiabilité, stratégie

Abstract

This thesis work aims at studying the reliability of the corrosion diagnosis of reinforced concrete structures located in coastal marine environment. As part of the Project DéCoF-Ré, several non-destructive measurements were carried out on the piers of the Ré bridge in France, including half-cell potentials of the reinforcement and electrical resistivities of the concrete. The reliability firstly focused on the on-site measurement protocol and, secondly, on the interpretation of the measured data, in particular according to factors influencing the measurement. The results showed that in the case of marine structures, interpretations based on texts or recommendations available in the literature, widely used for structures exposed to atmospheric environment, may lead to erroneous conclusions indicating an overestimated degradation of the structure. Indeed, the tidal phenomenon may induce areas without oxygen for which the measurements concluded the presence of “at risk” zones that did not necessarily resulted from the corrosion of the reinforcements. Based on a major experimental campaign performed on the structure, the influence of the tide (high or low), the tidal and the seasons on the measurements was studied and quantified. By subtracting these environmental and time effects to raw data, interpretation of the corrosion diagnosis has been improved a made more reliable. This was confirmed and validated by autopsies (destructive tests), revealing the real state of corrosion of the reinforcements. Finally, a prioritization of the zones to be repaired was suggested using management's tools.

Keywords: reinforced concrete, corrosion, diagnosis, coastal marine environment, half-cell potential, electrical resistivity, reliability, management

Ça mérite d'être essayé.

Remerciements

À ma mère, Pascale

À ma grand-mère, Éliane

Par ces quelques lignes, je tiens à remercier toutes les personnes qui ont rendu possible et m'ont permis de mener à bien ce travail de thèse. Vu le nombre de personnes impliquées de près ou de loin, dans le projet DéCoF-Ré, il y a de fortes probabilités que j'oublie de citer quelques personnes, permettez-moi de vous présenter mes excuses par avance.

En tout premier lieu, je tiens à adresser mes remerciements à mes encadrants de thèse. Tout d'abord, à Mr. Laurent GAILLET, directeur de thèse, qui s'est révélé être, en toutes circonstances, très attentif et disponible, ce qui m'a permis de décompresser, d'évacuer la pression et la frustration, de relativiser dans les moments de doute. Laurent, nos pauses « clopes » (pas toujours très sérieuses) vont me manquer. Egalement, Mr. Franck SCHOEFS, co-directeur de thèse, qui a toujours su me conseiller dans les différentes études mathématiques. Je voudrais, également, adresser mes plus sincères remerciements à Mme. Véronique BOUTEILLER, co-encadrante de thèse et animatrice du projet DéCoF-Ré, pour son implication sans faille dans mon travail, ainsi que pour sa continuelle disponibilité, et nous savons tous les deux que cela n'a pas toujours été de tout repos, notamment dans la dernière partie rédactionnelle.

Je tiens également à remercier Mme. Anne AUDOUIN-DUBREUIL, une nouvelle fois Mme. Véronique BOUTEILLER et Mr. Marc BROUXEL d'avoir rendu possible ce travail de thèse. Je vous suis très reconnaissant de m'avoir fait confiance. Votre implication sur le plan administratif et opérationnel, y compris sur le bateau, me laissent de bons souvenirs, presque toujours sans mal de mer.

Le projet DéCoF-Ré regroupe différents organismes, qui ont également joué un rôle important à la bonne réussite de mon travail de thèse. C'est pourquoi je tiens à remercier les équipes de Mr. Benoît THAUVIN du Cerema de Saint-Brieuc et de Mr. Alexandre PAVOINE du Cerema Ile-de-France. Tout au long du projet, lors des réunions semestrielles du projet DéCoF-Ré, les personnes du comité de pilotage ont apporté un regard complémentaire, source de questionnement très utile pour la poursuite des investigations et des travaux de recherche.

Je remercie, également, Mr. ORCESI André pour ses précieux conseils sur l'utilisation et le traitement des résultats concernant la partie sur l'aide à la décision, et Mr. DEROBERT Xavier pour son aide sur l'utilisation du radar de structure et sur l'exploitation des images radar obtenues. Je tiens également à remercier ces messieurs, ainsi que Mr. THAUVIN Benoît, pour leur implication et leur aide dans l'encadrement des stages de traitement de données. J'en profite pour remercier, et citer, les stagiaires

qui m'ont retiré une grosse épine du pied en réalisant un traitement monstre des données : Mr. EL-RABIH Youssef, Mr. REBOURS Marius et Mr. SISSOKO Mamadou.

Pour ma soutenance de thèse, j'exprime mes remerciements à l'ensemble des membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail, et plus particulièrement à Mr. Denis BREYSSE et à Sr. Ramón NÓVOA pour avoir accepté le rôle de rapporteur et pour avoir apporté leurs remarques constructives venant enrichir cette étude, ainsi qu'à Mme. Myriam CARCASSÈS pour avoir accepté de présider ce jury.

Pendant 3 ans, une grosse partie de ce travail de thèse a été consacrée à la réalisation des différentes campagnes de mesure sur les piles du pont de l'île de Ré. Ces mesures n'auraient pas été réalisables sans la présence de marins très patients (les journées furent parfois longues, très longues ...), mais surtout confirmés. Messieurs, nous avons passé environ 35 semaines ensemble (j'ai mérité une belle ancre marine) sur l'embarcation « PlonPlon » puis « L'Outil », ce qui nous a permis de faire connaissance. Pour ma part, je dois dire que j'ai rencontré de belles personnes, j'espère que vous pourrez en dire autant. Messieurs, je tiens à vous remercier personnellement pour ce que vous avez fait pour moi, c'est à dire m'avoir permis de mener à bien cette thèse, vous vous êtes démenés pour nous rendre la tâche la plus facile et la plus agréable possible, même lorsque la mer, le vent et la houle vous compliquaient la tâche. Fred, Gwen, Nico, Michel, Jean-Pierre et Guillaume d'Atlantique Scaphandre, et Francis (merci pour le tatouage !), Stéphane, Fred, François et Christian du service dragage du Département de la Charente-Maritime, merci à vous.

En plus des marins, il y avait toujours une personne qui m'accompagnait sur le bateau pour la réalisation des mesures. C'est pourquoi, je tiens vivement à remercier Ronan, Stéphane et Pascal du Cerema de Saint-Brieuc, Julien et Fabrice du Cerema Ile-de-France, William et Patrick de l'IFSTTAR, Michel de l'Université de Nantes et Samuel, Marc et Antoine de SIXENSE Concrete. Messieurs, je vous ai, souvent (tout le temps ?) demandé de faire des grosses journées, la plupart du temps en décalé, jamais aucun de vous n'a refusé ou n'a exprimé la moindre frustration. Messieurs, encore une fois, un grand merci à vous.

Je me dois également de remercier le personnel du laboratoire SMC, car ce sont eux qui ont eu le plus à me supporter, lorsque je n'étais pas en mer, et nous savons tous à quel point cela n'était pas facile tous les jours ... Cependant, Messieurs-Dames, je vous remercie énormément de m'avoir accueilli et intégré de cette façon à votre équipe, grâce à vous j'ai passé 3 ans dans de très agréables conditions de travail, où joie de vivre et « déconnade » se joignent au travail. Je dois le reconnaître, et ça me fait mal de l'avouer !, mais vous allez me manquer. Les petits chats Patrick, Nicolas et Yannick (bon courage pour la suite, on se revoit de toute façon pour l'inauguration de Charlotte, où je serai bien évidemment convié, et SURTOUT vous n'oubliez pas la côte de bœuf !!! (et je me permet de vous rappeler qu'il y en a une 2ème en jeu)), Laurent, Sylvain, Pauline B., Jean-Michel, Richard, Jean-François, Olivier, Brigitte, Lamine, Michel, Christelle, Pauline R. et Emilie. Sans le savoir, vous avez contribué à la réussite de ce travail grâce à votre bonne humeur, votre accueil, votre patience, et bien sûr, votre soutien.

Je tiens, également, à remercier la famille Chaidôme (Frédéric, Isabelle, Mathilde et Lilian), propriétaire de l'hôtel-restaurant « La Jetée Sud » à La Rochelle, pour leur accueil et leur sympathie qui me faisait me sentir comme un peu chez moi pendant les longues semaines en déplacement.

Comment ne pas parler de mon club de rugby, l'ASBR Rugby. Quoique finalement, est-ce que ce sont bien des remerciements que je dois formuler ? Je n'en suis pas si sûr, vu le nombre de week-ends (et je dois l'avouer les lundis également !) qui n'ont pas été très productifs, bien au contraire... Mais au fond, c'est bien le rugby qui m'a permis de décompresser et de me vider la tête dans les moments de doute, et je sais très bien, au final, que c'est un peu grâce au rugby que j'ai pu mener à bien mes études. C'est pourquoi, je tiens, vivement, à remercier l'ensemble des joueurs et des entraîneurs pour les si bons moments passés à vos côtés, sur ou en-dehors du terrain, dans la défaite ou dans la victoire. Je tiens également à remercier, comment les oublier, l'ensemble des bénévoles qui font de l'ASBR Rugby une si belle famille.

*« Mais tant que je verrai
Dans un coin de Rezé
Ces grands poteaux dressés
Comme des mats de Cognac
Qui offrent au soleil
Des histoires d'amitiés
Dans mon cœur, dans ma tête
L'ovale sans répit
Dansera pour la fête
La fête des amis
La fête du rugby
La fête de la vie

Si tu n'as jamais joué
Comment peux-tu comprendre
Que j'ai le cœur serré
Dès que revient septembre »*

Je ne peux pas ne pas adresser quelques mots à mes amis (comment faire autrement ?), les HITCHS, qui ont subi mes sauts d'humeur (quasi-quotidiennes à les écouter) quand j'étais dans le « dur » sans jamais manifester le moindre énervement, vous m'avez toujours soutenu et encouragé (pour aller boire une bière). Je vous dois à tous une fière chandelle, « et tu le sais ! ». En résumé, PiM, KYou, Mat et JacQUElin je vous remercie et je vous kiffe les potes.

J'adresse une pensée toute particulière à Fossette, qui a consacré beaucoup de temps à la relecture et, surtout, à la correction du manuscrit de thèse. Sache que je te suis très reconnaissant et, énormément, redevable pour ton implication durant les derniers mois. Merci pour tout ...

Pour finir, je tiens vivement à adresser toute ma gratitude à ma mère, ainsi qu'à ma grand-mère, pour m'avoir toujours soutenu dans mes choix, encouragé (voire poussé, à raison) à poursuivre mes études et pour avoir toujours été aux petits soins pour moi. Pour ces différentes raisons, et bien plus encore tellement il y en a, j'en profite pour vous transmettre toute l'estime et la reconnaissance que j'ai pour vous. Je ne vous l'ai jamais dit, mais sachez que je vous aime et que si j'en suis là aujourd'hui, c'est bien grâce à vous deux. Merci pour tout ...

Table des matières

Résumé.....	iii
Abstract	v
Remerciements	ix
Table des matières	xiii
Liste des figures.....	xix
Liste des tableaux.....	xxvii
Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : Etude bibliographique	5
1 Corrosion des structures en béton armé.....	7
1.1 Corrosion des armatures métalliques	7
1.1.1 Généralités.....	7
1.1.2 <i>Domaine de passivité de l'acier</i>	8
1.2 Causes et conséquences de la corrosion du béton armé.....	10
1.2.1 <i>Carbonatation du béton</i>	11
1.2.2 <i>Pénétration des ions chlorure</i>	13
1.3 Nature des phénomènes observés.....	15
2 Diagnostic de corrosion sur ouvrage.....	17
2.1 Principe de mesure des techniques CND pour la corrosion du béton armé	18
2.1.1 <i>Potentiel de corrosion des armatures métalliques</i>	18
2.1.2 <i>Résistivité électrique du béton de surface</i>	19
2.1.3 <i>Densité de courant de corrosion des armatures métalliques</i>	21
2.2 Influence de quelques facteurs sur les techniques CND pour la corrosion du béton armé.....	25
2.2.1 <i>Epaisseur du béton d'enrobage</i>	25
2.2.2 <i>Teneur en ions chlorure</i>	27
2.2.3 <i>Carbonatation du béton</i>	27
2.2.4 <i>Teneur en eau du matériau</i>	28
2.2.5 <i>Teneur en oxygène</i>	31
2.2.6 <i>Température</i>	31
2.3 Influence de différents facteurs sur la résistivité électrique.....	33
2.3.1 <i>Formulation du béton</i>	33
2.3.2 <i>Porosité</i>	34
2.3.3 <i>Espacement entre les électrodes de la sonde Wenner</i>	34
2.4 Cas particulier de la mesure de densité de courant de corrosion.....	35
2.4.1 <i>Estimation de la constante B</i>	35
2.4.2 <i>Conditions environnementales</i>	35
2.4.3 <i>Type de corrosion</i>	36

2.4.4	<i>Estimation de la surface polarisée</i>	36
2.4.5	<i>Appareil de mesure</i>	39
2.5	Méthodes de traitement et d'interprétation des mesures de corrosion.....	41
2.5.1	<i>Traitement et représentation des données</i>	41
2.5.2	<i>Méthodes de traitement et d'interprétation des données</i>	45
2.6	Complémentarité des mesures et corrélations.....	55
2.6.1	<i>Relation entre potentiel de corrosion et résistivité électrique</i>	56
2.6.2	<i>Relation entre densité de courant de corrosion et potentiel de corrosion</i>	56
2.6.3	<i>Relation entre densité de courant de corrosion et résistivité électrique</i>	57
3	Fiabilité et aide à la décision	59
3.1	Fiabilité par approche probabiliste.....	59
3.1.1	<i>Analyse des incertitudes de mesures CND</i>	60
3.1.2	<i>Impact de la détection sur l'aide à la décision</i>	64
3.1.3	<i>Impact de la mesure sur l'aide à la décision</i>	66
3.1.4	<i>Optimisation des programmes d'inspection avec prise en compte de la variabilité spatiale du matériau</i>	68
3.1.5	<i>Illustration avec le projet EvaDéOS</i>	70
3.2	Aide à la décision	72
3.2.1	<i>Méthodes de classification des données</i>	72
3.2.2	<i>De la classification des données à l'aide à la décision</i>	74
4	Conclusion	77

Chapitre 2 : Campagne expérimentale 79

1	Présentation de l'ouvrage	80
1.1	Situation géographique et historique de l'ouvrage.....	80
1.2	Construction de l'ouvrage	82
1.2.1	<i>Caractéristiques générales</i>	82
1.2.2	<i>Le tablier</i>	83
1.2.3	<i>Les appuis (culées et piles)</i>	83
2	Sélection des piles à investiguer, choix des faces et des zones d'études	86
2.1	Identification de la zone d'étude.....	87
2.1.1	<i>Description des zones d'exposition spécifiques du milieu marin</i>	87
2.1.2	<i>Estimation de l'altimétrie des zones d'exposition spécifiques au milieu maritime</i>	89
2.2	Choix des piles en fonction des paramètres de construction	90
2.2.1	<i>Epaisseur des fûts</i>	90
2.2.2	<i>Formulation de béton</i>	91
2.2.3	<i>Centrale à béton</i>	92
2.2.4	<i>Saisons de coulage du béton</i>	93
2.2.5	<i>Sélection des piles</i>	94
2.3	Choix des faces de pile.....	95
2.4	Choix des zones de mesure	96
3	Logistique	98
3.1	Moyens d'accès, matériels de mesure et équipements.....	98
3.1.1	<i>Accès aux piles à l'aide d'une embarcation</i>	98
3.1.2	<i>Choix et achat des matériels de mesure</i>	99
3.1.3	<i>Equipements</i>	100
3.2	Moyens humains	100
3.3	Sécurité.....	100
4	Diagnostic de corrosion	101
4.1	Préparation des faces de pile du pont de l'île de Ré	103

4.1.1	<i>Etape 1 : Nettoyage du parement</i>	103
4.1.2	<i>Etape 2 : Inspection visuelle des désordres</i>	103
4.1.3	<i>Etape 3 : Repérage des armatures et mesure des épaisseurs d'enrobage</i>	104
4.1.4	<i>Etape 4 : Connexion permanente au réseau d'armatures</i>	111
4.2	Réalisation des mesures du diagnostic de corrosion	112
4.2.1	<i>Etape 5 : Mesure de résistivité électrique du béton de surface</i>	112
4.2.2	<i>Etape 6 : Mesure de potentiel de corrosion des armatures</i>	113
4.2.3	<i>Etape 7 : Mesure de densité de courant de corrosion des armatures</i>	115
4.3	Succession des mesures suivant la phase de la marée	116
4.3.1	<i>Marée montante</i>	117
4.3.2	<i>Marée descendante</i>	118
4.4	Prétraitement des données	120

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures.....121

1	Résultats des investigations menées en 1^{ère} année	122
2	Evaluation de la présomption des piles à la corrosion des armatures	122
2.1	Présentation de la démarche utilisée	122
2.2	Inspection visuelle des désordres	123
2.3	Epaisseur d'enrobage des armatures	128
2.4	Diagnostic de corrosion	130
2.4.1	<i>Résistivité électrique du béton de surface</i>	130
2.4.2	<i>Potentiel de corrosion des armatures</i>	132
2.4.3	<i>Vitesse de corrosion</i>	140
3	Classification « à dire d'expert »	146
3.1	Mise en regard du diagnostic de corrosion avec la dégradation visuelle	146
3.2	Réalisation de la classification « à dire d'expert »	148
3.3	Sélection des faces de pile à étudier en années $n+2$ et $n+3$	151
4	Conclusion	152

Chapitre 4 : Fiabilisation du diagnostic de corrosion en milieu maritime155

1	Prise en compte de l'influence de la phase de la marée	156
1.1	Présentation de la campagne de mesure	157
1.2	Jeu de données utilisé	158
1.2.1	<i>Choix des données pertinentes</i>	158
1.2.2	<i>Prétraitement statistique – Retrait des valeurs aberrantes</i>	158
1.3	Méthodologie de traitement séquentielle	159
1.3.1	<i>Etape 1 : Analyse des données prétraitées</i>	160
1.3.2	<i>Etape 2 : Etude statistique</i>	163
1.4	Conclusion	166
2	Prise en compte de l'influence de la saisonnalité	166
2.1	Présentation de la campagne de mesure	167
2.2	Jeu de données utilisé	168
2.2.1	<i>Choix des données pertinentes</i>	168
2.2.2	<i>Prétraitement statistique – Retrait des valeurs aberrantes</i>	168
2.2.3	<i>Prétraitement statistique – Profils moyens des mesures</i>	169
2.3	Caractérisation des zones d'exposition spécifiques du milieu maritime	171
2.3.1	<i>Méthodologie de traitement séquentielle</i>	173

2.3.2	Identification des zones d'exposition spécifiques du milieu maritime – Comparaison avec celles des structures métalliques.....	183
2.3.3	Conclusion.....	184
2.4	Influence du phénomène de marnage sur les mesures	185
2.4.1	Méthodologie de traitement séquentielle.....	185
2.4.2	Conclusion.....	190
2.5	Influence de la saisonnalité	191
2.5.1	Méthodologie de traitement séquentielle.....	191
2.5.2	Conclusion.....	200
3	Fiabilisation de l'interprétation du diagnostic de corrosion.....	200
3.1	Potentiel de corrosion des armatures.....	201
3.2	Résistivité électrique du béton.....	208
4	Conclusion.....	214

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure.....217

1	Etat initial de la corrosion des armatures avant coulage	218
2	Validation des avancées proposées dans l'interprétation d'un diagnostic de corrosion en milieu maritime.....	219
2.1	Validation des piles identifiées comme « saines »	219
2.2	Validation de l'identification des zones singulières	221
2.2.1	Face de pile : PB-FC.....	221
2.2.2	Face de pile : PE-FC.....	223
2.2.3	Face de pile : PE-FG.....	225
2.2.4	Face de pile : PI-FC.....	227
3	Détermination des seuils de corrosion propres au pont de l'île de Ré.....	229
3.1	Contexte d'étude.....	230
3.2	Seuils de corrosion selon l'activité de corrosion	231
3.2.1	Armatures en corrosion passive	231
3.2.2	Armatures en corrosion active.....	231
3.3	Synthèse	232
4	Diagnostic de corrosion couplé à l'étude de durabilité	237
4.1	Etude de durabilité	237
4.2	Application sur deux catégories de présomption du béton armé à la corrosion des armatures	238
4.2.1	Face de pile « saine » : PN-FC.....	238
4.2.2	Face de pile en corrosion active : PE-FC.....	240
5	Conclusion.....	243

Chapitre 6 : Aide à la décision

1	Méthodes de classification non-supervisées des données.....	246
1.1	Mesure des distances de dissimilarité et d'inertie.....	246
1.1.1	Distance de Hausdorff.....	247
1.1.2	Distance de De Carvalho.....	248
1.1.3	Détermination des inerties	248
1.2	Méthode des divisions hiérarchiques.....	249
1.3	Méthode des agglomérations hiérarchiques.....	252
1.4	Méthode des nuées dynamiques	254
1.5	Comparaison des résultats des différentes méthodologies de classification	256
1.6	Indice de partitionnement optimal	256

1.6.1	<i>Indice de Calinski-Harabasz</i>	256
1.6.2	<i>Indice C*</i>	257
1.6.3	<i>Indice Γ</i>	257
2	Essais paramétriques	257
2.1	Dissociation des faces de pile	258
2.2	Dissociation des zones de mesure	260
3	Application aux données fiabilisées	261
3.1	Classification des faces de piles	262
3.1.1	<i>Faces de piles FC et FG étudiées « ensemble »</i>	262
3.1.2	<i>Faces de pile FC et FG étudiées séparément</i>	263
3.2	Identification des piles à risques	266
3.2.1	<i>Faces de pile FC</i>	266
3.2.2	<i>Faces de pile FG</i>	267
3.3	Positionnement des zones à risques	269
4	Conclusions	270
 Conclusions générales et perspectives		273
 Références bibliographiques		277
 Annexes		307
 Annexe 1 : Principe de fonctionnement de la technologie radar de structure		309
 Annexe 2 : Protocole expérimental de la réalisation des images-radar par zone de mesure		311
 Annexe 3 : Rapport sur les épaisseurs d'enrobage de la Pile K – Face C		313
 Annexe 4 : Protocole expérimental de la mesure de résistivité électrique du béton		325
 Annexe 5 : Protocole expérimental de la mesure de potentiel de corrosion des armatures horizontales		327
 Annexe 6 : Protocole expérimental de la mesure de potentiel de corrosion des armatures verticales		331
 Annexe 7 : Protocole expérimental de la mesure de densité de courant de corrosion des armatures		333
 Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C		337
 Annexe 9 : Impact des critères de construction sur l'évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures		371
 Annexe 10 : Aide à la décision – Description des données symboliques		377

Liste des figures

Figure 1-1 : Schéma de formation des produits de corrosion [Bentur 1997].	8
Figure 1-2 : Comportement schématique d'un métal plongé dans une solution électrolytique [Nasser 2010].	8
Figure 1-3 : Diagramme de Pourbaix simplifié du fer pour $T = 25\text{ °C}$, $P = 1\text{ atm}$ et $[\text{Fe}^{2+}] = [\text{Fe}^{3+}] = 10^{-6}\text{ mol.L}^{-1}$ [Pourbaix 1974].	9
Figure 1-4 : Schéma conceptuel de dégradation du béton armé en fonction du temps selon le modèle de Tuutti [Tuutti 1982].	11
Figure 1-5 : Mécanisme de carbonatation [Thiery 2006].	12
Figure 1-6 : Mécanisme de corrosion par les ions chlorure [Page 1986].	14
Figure 1-7 : Principales dégradations induites par la corrosion des armatures from [Neville 2011].	16
Figure 1-8 : Piqûres de corrosion dues à la pénétration des ions chlorure [Dooms 2008].	16
Figure 1-9 : Schéma de principe de la mesure de potentiel de corrosion [Mietz 1996].	19
Figure 1-10 : Schéma de principe de la mesure de la résistivité électrique du béton de surface avec la sonde Wenner [Broomfield 2002b] from [Naar 2006].	20
Figure 1-11 : Circuit électrique équivalent de Randles.	21
Figure 1-12 : Courbe de polarisation pour un système électrochimique réversible [Cox 1997].	22
Figure 1-13 : Evolution du potentiel de corrosion d'une armature lors de l'impulsion galvanostatique [Garciaz 2008].	24
Figure 1-14 : Schéma de principe des champs de courant et de potentiel entre les zones anodiques et cathodiques (en haut) et de l'influence de l'enrobage sur les mesures de potentiel de corrosion (en bas) [Elsener 1990].	26
Figure 1-15 : Evolution expérimentale (a) et évolution électrochimique (b) de la vitesse de corrosion en fonction de l'humidité relative (from [Bouteiller 2007]).	31
Figure 1-16 : Schéma de principe d'une électrode de mesure à confinement modulé [Luping 2002].	37
Figure 1-17 : Cartographies iso-potentiel (à gauche) et des contours (à droite) [Elsener 2003].	42
Figure 1-18 : Représentation des potentiels de corrosion par une cartographie 3D [Grantham 1997].	42
Figure 1-19 : Représentation statistique des valeurs de potentiels en fréquence de distribution (à gauche) en probabilité cumulée (à droite) [Elsener 2003].	43
Figure 1-20 : Exemples de cartographies iso-résistivité électrique, réalisées sur l'extension d'une soufflerie située à Meudon [Marie-Victoire 2008].	44
Figure 1-21 : Exemple d'une cartographie iso-densité de courant de corrosion [Andrade 2004].	44
Figure 1-22 : Cartographie iso-potentiel de corrosion avec la localisation des points de mesure de vitesse de corrosion (à gauche) et les valeurs des densités de courant associées (à droite) [Poupard 2006].	45
Figure 1-23: Représentation du ferrailage et de la valeur de potentiel de corrosion mesuré aux nœuds avec la localisation des points de mesure de vitesse de corrosion (en haut) et les valeurs des densités de courant associées (en bas) [Marie-Victoire 2010b].	45

Figure 1-24 : Représentation des seuils de potentiel correspondant aux probabilités de corrosion déterminés sur 5 ouvrages différents [Elsener 1992, Elsener 1990], sur une poutre exposée à l'eau de mer [Baker 1986] et des seuils proposés par la norme ASTM C876 (représentés en traits pointillés bleus) [ASTM C876 1999] from [Elsener 1992].	47
Figure 1-25 : Cartographie iso-potentiel et distribution des fréquences associée [Poupard 2006].	50
Figure 1-26 : Cartographie iso-gradients spatiaux et distribution des fréquences associée [Poupard 2006].	50
Figure 1-27 : Corrélacion obtenue expérimentalement entre les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique du béton sur des échantillons exposés à un environnement maritime et dans des conditions d'immersion [Morris 2002], les données représentées par les points blancs sont issues d'une étude précédente [Morris 2000].	56
Figure 1-28 : Evolution logarithmique du potentiel de corrosion en fonction de la densité de courant de corrosion, obtenue sur des échantillons de différentes formulations de béton (référence, auto-plaçant et auto-plaçant avec fumée de silice) partiellement immergés dans une solution saline (5% de NaCl) [Yousif 2014].	57
Figure 1-29 : Représentation graphique des différentes relations mathématiques entre la densité de courant de corrosion et la résistivité électrique du béton proposées dans la littérature [Hornbostel 2013].	58
Figure 1-30 : Graphique de la vitesse de corrosion en fonction de la résistivité électrique et des niveaux de corrosion associés [Andrade 2004].	59
Figure 1-31 : Schéma explicitant les différentes sources d'incertitudes dans l'estimation des propriétés du sol par techniques CND [Kulhawy 1993].	60
Figure 1-32 : Exemple d'un histogramme des probabilités et de la loi continue associée [Neuilly 1996].	63
Figure 1-33 : Exemple d'une distribution de la variable x , et des erreurs associées [Neuilly 1996].	63
Figure 1-34 : Exemples de courbes ROC théoriques, avec mise en avant de l'effet du seuil de détection a_d sur le couple [PFA ; PoD] [Boero 2010].	65
Figure 1-35 : Illustration des courbes PoD et PFA pour les 4 seuils de détection différents : a_{d1} , a_{d2} , a_{d3} et a_{d4} [Boero 2010].	66
Figure 1-36 : Arbre de décision pour les résultats d'inspection d'un groupe de défaut [Sheils 2010].	67
Figure 1-37 : Exemple de covariance et de variogramme [Nguyen 2014].	69
Figure 1-38 : Variation du niveau de confiance sur l'évaluation de la moyenne de résistivité électrique en fonction du nombre de mesures [Nguyen 2014].	71
Figure 1-39 : Schéma simplifié expliquant la classification non-supervisée des données par l'algorithme des nuées dynamiques [Silva 2005].	73
Figure 1-40 : Les différents composants d'une méthode de classification supervisée [Lebrun 2006].	74
Figure 1-41 : Graphique des camemberts de fréquences pour la variable potentiel de corrosion découpée suivant les seuils de la littérature [Bouteiller 2012c].	77
Figure 2-1 : Photographie du pont de l'île de Ré (Crédit photographie : V. Bouteiller, 2015).	80
Figure 2-2 : Implantation géographique de pont de l'île de Ré.	81
Figure 2-3 : Représentation schématique de l'élévation longitudinale du pont de l'île de Ré, avec identification de la passe navigable [Sauvage 2006].	82
Figure 2-4 : Représentation schématique d'une coupe transversale de voussoir [Sauvage 2006].	83
Figure 2-5 : Plans de construction des fondations [BOUYGUES 1987d].	84

Figure 2-6 : Plan de construction des piles P4 à P24 [BOUYGUES 1987d].....	84
Figure 2-7 : Description des zones d'exposition du béton et des agressivités vis-à-vis de la corrosion associée [Hauchecorne 2012].	88
Figure 2-8 : Représentation des hauteurs d'eau cumulées sur 20 ans pour le port de La Rochelle – La Pallice.	89
Figure 2-9 : Représentation schématique de l'élévation longitudinale du pont de l'île de Ré, avec identification des piles sélectionnées pour le diagnostic de corrosion [Sauvage 2006].	95
Figure 2-10 : Numérotation arbitraire des faces de piles, représentation schématique réalisée à partir des plans de construction [BOUYGUES 1987f].	96
Figure 2-11 : Illustration de chaque zone de mesure (zone Z1, zone Z2, zone Z3 et zone Z4) et des repères (X _i OY _i) associés (hors perspective).	97
Figure 2-12 : Graphique radar de notation des embarcations testées.....	99
Figure 2-13 : Face de pile PG-FG avant (à gauche) et après (à droite) l'opération de nettoyage.....	103
Figure 2-14 : Carte des désordres de la face de pile PC-FC.....	104
Figure 2-15 : Plan de ferrailage théorique (à gauche) et après détermination Radar (à droite) de la face de pile PD-FG (en haut) et de la face de pile PM-FC (en bas).	106
Figure 2-16 : Photographie des « encoches » permanentes indiquant les armatures horizontales sur l'arête d'une face de pile.....	107
Figure 2-17 : Exemple du pointé réalisé à partir de l'image-radar de PK – FC – Z1, les armatures horizontales sont pointées en bleus et les armatures verticales sont pointées en violet.....	108
Figure 2-18 : Résultats des épaisseurs d'enrobage des armatures horizontales de la face de pile PK – FC et traitement statistique associé.	110
Figure 2-19: Photographies des connexions permanentes de la face de pile PE-FG.	112
Figure 2-20 : Méthodologie de mesure utilisée à marée montante.....	118
Figure 2-21 : Méthodologie de mesure utilisée à marée descendante.	119
Figure 3-1 : Pourcentage des mesures d'épaisseurs d'enrobage par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion pour l'ensemble des zones de mesure.....	129
Figure 3-2 : Pourcentage des mesures d'épaisseurs d'enrobage par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion par face de pile et par zone de mesure.	129
Figure 3-3 : Pourcentage des mesures de résistivité électrique par catégorie de risque de corrosion selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000] pour l'ensemble des zones de mesure.	131
Figure 3-4 : Pourcentage des mesures de résistivité électrique par catégorie de risque de corrosion par face de pile et par zone de mesure selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000]. ..	132
Figure 3-5 : Pourcentage des mesures de résistivité électrique par catégorie de risque de corrosion par zone de mesure selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000].	132
Figure 3-6 : Pourcentage des mesures de potentiel de corrosion par catégorie de probabilité de corrosion selon la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999] pour l'ensemble des zones de mesure. .	134
Figure 3-7 : Pourcentage des mesures de potentiel de corrosion par catégorie de probabilité de corrosion par face de pile et par zone de mesure selon la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999].	135
Figure 3-8 : Pourcentage mesures de potentiel de corrosion par catégorie de probabilité de corrosion par face de pile selon la recommandation de la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999].	135
Figure 3-9 : Pourcentage mesures de potentiel de corrosion par catégorie de probabilité de corrosion par zone de mesure selon la recommandation de la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999].	135

Figure 3-10 : Pourcentage des catégories de risque de corrosion par face de pile et par zone de mesure selon le document du COST 509 [Cox 1997].	137
Figure 3-11 : Pourcentage des catégories de risque de corrosion par zone de mesure selon le document du COST 509 [Cox 1997].	137
Figure 3-12 : Pourcentage des valeurs de gradient local de potentiel de corrosion par catégorie d'activité de corrosion selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003] pour l'ensemble des zones de mesure.	138
Figure 3-13 : Pourcentage des valeurs de gradient local de potentiel de corrosion par catégorie d'activité de corrosion par face de pile et par zone de mesure selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003].	139
Figure 3-14 : Pourcentage des valeurs de gradient local de potentiel de corrosion par catégorie d'activité de corrosion par zone de mesure selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003].	139
Figure 3-15 : Pourcentage des valeurs de vitesse de corrosion par catégorie de risque de corrosion selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Andrade 2004] pour l'ensemble des zones de mesure.	142
Figure 3-16 : Pourcentage des valeurs de vitesse de corrosion par catégorie de risque de corrosion par face de pile et par zone de mesure selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Andrade 2004].	143
Figure 3-17 : Pourcentage des valeurs de vitesse de corrosion par catégorie de risque de corrosion selon la proposition du fabricant de l'appareil de mesure (GalvaPulse®) [Germann Instruments 2012] pour l'ensemble des zones de mesure.	144
Figure 3-18 : Pourcentage des valeurs de vitesse de corrosion par catégorie de risque de corrosion par face de pile et par zone de mesure selon la proposition du fabricant de l'appareil de mesure (GalvaPulse®) [Germann Instruments 2012].	145
Figure 4-1 : Routine de calcul utilisée pour calculer les différences entre les valeurs de potentiel de corrosion obtenues à marée montante et à marée descendante.	158
Figure 4-2 : Représentation graphique des différences moyennes de potentiel de corrosion et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour les 11 faces de pile étudiées et de la différence moyenne globale par ligne de mesure horizontale.	161
Figure 4-3 : Représentation graphique des différences moyennes de résistivité électrique et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour les 11 faces de pile étudiées.	162
Figure 4-4 : Représentation graphique des différences moyennes de résistivité électrique et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour les 9 faces de pile étudiées (après retrait de la pile PD) et de la différence moyenne globale par ligne de mesure horizontale.	163
Figure 4-5 : Représentation de la distribution de probabilité et de la loi normale associées aux différences de potentiel de corrosion.	164
Figure 4-6 : Représentation de la distribution de probabilité et de la loi de Student associées aux différences de résistivité électrique.	165
Figure 4-7 : Evolution de la résistivité électrique d'un béton basé sur un ciment CEM I pendant un cycle de marée simulée en laboratoire, où : la position a) est en zone atmosphérique, la position b) est en zone de marnage et la position c) est en zone immergée [Larsen 2006, Polder 2000].	166
Figure 4-8 : Profils moyens du potentiel de corrosion et des écarts-types standards associés des 4 faces de pile étudiées en fonction de la hauteur de mesure pour les 4 saisons.	170
Figure 4-9 : Profils moyens de la résistivité électrique et des écarts-types standards associés des 4 faces de pile étudiées en fonction de la hauteur de mesure pour les 4 saisons.	170
Figure 4-10 : Représentation schématique de la position altimétrique des zones de mesures (Z1, Z2, Z3 et Z4) et des zones d'expositions spécifiques au milieu maritime définies pour les structures métalliques.	172

Figure 4-11 : Organigramme de la méthodologie de traitement utilisée pour caractériser les zones d'exposition spécifiques du milieu maritime pour les structures en béton armé.....	173
Figure 4-12 : Profil du potentiel de corrosion et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour la saison « été ».....	174
Figure 4-13 : Profil de la résistivité électrique et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour la saison « été ».....	174
Figure 4-14 : Profil du potentiel de corrosion en fonction de la hauteur de mesure pour la saison « été », et présentation des différents tronçons identifiés visuellement.....	175
Figure 4-15 : Profil de la résistivité électrique en fonction de la hauteur de mesure pour la saison « été », et présentation des différents tronçons identifiés visuellement.....	175
Figure 4-16 : Routine de calcul utilisée pour calculer les pentes de potentiel de corrosion entre 2 armatures horizontales successives.	176
Figure 4-17 : Profils des pentes de potentiel de corrosion pour les 4 faces de pile étudiées et de la pente moyenne avec les écarts-types standards associés pour la saison « été ».	177
Figure 4-18 : Profils des pentes de résistivité électrique pour les 4 faces de pile étudiées et de la pente moyenne avec les écarts-types standards associés pour la saison « été ».	177
Figure 4-19 : Profil de la pente moyenne de potentiel de corrosion normalisée en fonction de la hauteur de mesure normalisée pour la saison « été ».	179
Figure 4-20 : Profil de la pente moyenne de résistivité électrique normalisée en fonction de la hauteur de mesure normalisée pour la saison « été ».	179
Figure 4-21 : Classification non-supervisée des données en 3 cluster du profil de la pente moyenne de potentiel de corrosion normalisée en fonction de la hauteur de mesure normalisée pour la saison « été ».	181
Figure 4-22 : Classification non-supervisée des données en 3 cluster du profil de la pente moyenne de résistivité électrique normalisée en fonction de la hauteur de mesure normalisée pour la saison « été ».	181
Figure 4-23 : Organigramme de la méthodologie de traitement utilisée pour étudier l'impact du phénomène de marnage sur les mesures.....	186
Figure 4-24 : Profil du potentiel de corrosion et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour la face de pile FC.....	186
Figure 4-25 : Profil de la résistivité électrique et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour la face de pile FC.....	187
Figure 4-26 : Profils de « référence » du potentiel de corrosion suivant la hauteur de mesure pour les faces de pile FC et FG.....	188
Figure 4-27 : Corrélation entre les valeurs de potentiel de corrosion et l'état de corrosion des armatures en acier carbone [Bertolini 2013].....	189
Figure 4-28 : Profils de « référence » de la résistivité électrique suivant la hauteur de mesure pour les faces de pile FC et FG.....	189
Figure 4-29 : Organigramme de la méthodologie de traitement utilisée pour prendre en compte la saisonnalité.....	192
Figure 4-30 : Profils du potentiel de corrosion et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure par saison pour la face de pile FC.	192
Figure 4-31 : Profils de la résistivité électrique et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure par saison pour la face de pile FC.	193
Figure 4-32 : Profils du potentiel de corrosion en fonction de la hauteur de mesure par saison pour la face de pile FC.	194

Figure 4-33 : Profils verticaux par saison du potentiel de corrosion suivant la hauteur de mesure pour la face de pile FG.	194
Figure 4-34 : Profils de la résistivité électrique en fonction de la hauteur de mesure par saison pour la face de pile FC.	197
Figure 4-35 : Profils verticaux par saison de la résistivité électrique suivant la hauteur de mesure pour la face de pile FG.	197
Figure 4-36 : Méthodologie d'interprétation des mesures de potentiel de corrosion d'un ouvrage en béton armé exposé au milieu maritime.	215
Figure 5-1 : Photographies d'armatures entreposées dans un hall d'essai depuis (de gauche à droite) : 2 semaines, 1 mois et 3 mois.	218
Figure 5-2 : Plan de ferrailage de la face de pile PN-FC avec implantation des autopsies visuelles en cercles rouges et photographies des armatures dégagées.	220
Figure 5-3 : Plan de ferrailage de la face de pile PG-FC avec implantation de l'autopsie visuelle en cercle rouge et photographie des armatures dégagées.	220
Figure 5-4 : Plan de ferrailage de la face de pile PB-FC avec implantation de l'autopsie visuelle en cercle rouge et photographie des armatures dégagées.	222
Figure 5-5 : Plan de ferrailage et carte des désordres visuels de la face de pile PE-FC avec implantation des autopsies visuelles en cercles rouges et photographies des armatures dégagées.	224
Figure 5-6 : Plan de ferrailage de la face de pile PE-FG avec implantation de l'autopsie visuelle en cercle rouge et photographie des armatures dégagées.	227
Figure 5-7 : Plan de ferrailage de la face de pile PI-FC avec implantation de l'autopsie visuelle en cercle rouge et photographie des armatures dégagées.	229
Figure 5-8 : Représentation des seuils de potentiel correspondant aux probabilités de corrosion déterminés sur 5 ouvrages différents [Elsener 1992, Elsener 1990], sur une poutre exposée à l'eau de mer [Baker 1986] et des seuils proposés par la norme ASTM C876 (représentés en traits pointillés bleus) [ASTM C876 1999] from [Elsener 1992].	230
Figure 5-9 : Profils de pénétration des ions chlorure libres des 3 zones de mesure de la face de pile PN-FC.	239
Figure 5-10 : Profils de pénétration des ions chlorure libres des 3 zones de mesure de la face de pile PE-FC.	241
Figure 6-1 : Illustration schématique d'une inertie intra-cluster faible et d'une inertie intra-cluster élevée.	248
Figure 6-2 : Classification des 14 faces de pile FC d'après les variables EcorrH et Resi par la méthode des divisions hiérarchiques.	251
Figure 6-3 : Classification des 14 faces de pile FC d'après les variables EcorrH et Resi par la méthode des agglomérations hiérarchiques.	253
Figure 6-4 : Classification des faces de pile FC et FG basée sur la méthode des agglomérations hiérarchiques à partir des intervalles min/max.	259
Figure 6-5 : Représentation des faces de pile FC "saines" en maillage 5 par 7 après classification en 2 clusters : à gauche PG-FC et à droite PN-FC.	270
Figure 6-6 : Représentation par un maillage 5 par 7 des faces de pile présentant des zones « à risque » : à gauche PM-FC, au milieu PE-FC et à droite PD-FC.	270
Figure A1-1 : Schéma de principe de l'acquisition d'un graphique coupe-temps en profondeur [Viriyametantont 2008].	310
Figure A9-1 : Pourcentage des mesures par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures selon les différents critères d'évaluation pour la pile P3.	372

Figure A9-2 : Pourcentage des mesures par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures selon les différents critères d'évaluation pour la zone de mesure Z4 de la pile P16..... 374

Figure A9-3 : Pourcentage des mesures par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures selon les différents critères d'évaluation pour la zone de mesure Z4 de la pile P17..... 374

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Principales électrodes de référence utilisées [Recommandation PCRA 005 2006].	19
Tableau 1-2 : Gamme de potentiel de corrosion de l'acier dans un béton pollué par des ions chlorure et dans un béton sain [Elsener 2003].	27
Tableau 1-3 : Gamme de potentiel de corrosion de l'acier dans des bétons carbonatés et dans des bétons sains [Elsener 2003].	28
Tableau 1-4 : Gamme de potentiel de corrosion de l'acier dans des bétons pour différentes saturations en eau [Elsener 2003].	29
Tableau 1-5 : Intervalles typiques des résistivités à 20°C, pour des bétons de plus de 10 ans [Polder 2001, Polder 2000].	30
Tableau 1-6 : Données concernant le ratio « dE/dt » des principales électrodes de référence utilisées [Recommandation PCRA 005 2006].	32
Tableau 1-7 : Gammes de résistivité électrique suivant le type de béton utilisé [Lataste 2002].	34
Tableau 1-8 : Gamme de valeur de la constante B selon plusieurs études.	35
Tableau 1-9 : Caractéristiques principales des appareils de mesure in-situ de la vitesse de corrosion : GECOR et GalvaPulse.	39
Tableau 1-10 : Gamme des facteurs de sur ou sous-estimation de la vitesse de corrosion selon plusieurs études.	40
Tableau 1-11 : Probabilité de corrosion en fonction de la valeur du potentiel de corrosion pour une électrode de référence au Cu/CuSO ₄ saturé [ASTM C876 1999].	46
Tableau 1-12 : Effets de plusieurs facteurs sur les mesures de potentiels de corrosion, la corrosion de l'acier et l'application de la norme ASTM C876 [Gu 1998].	48
Tableau 1-13 : Gamme de résistivité électrique pour la détermination du risque de corrosion des armatures selon plusieurs études.	51
Tableau 1-14 : Risques associés aux valeurs de résistivités électriques [Polder 2000, Cox 1997].	52
Tableau 1-15 : Plusieurs niveaux de corrosion associés aux valeurs de vitesse de corrosion déterminées sur des corps d'épreuve de béton armé (ouvrage et/ou laboratoire) selon différents auteurs.	53
Tableau 1-16 : Risques associés aux valeurs de densité de courant de corrosion [Andrade 2004, Cox 1997].	55
Tableau 1-17 : Risques associés aux valeurs de densités de courant de corrosion suivant l'appareil de mesure utilisé [Marie-Victoire 2012].	55
Tableau 1-18 : Relation mathématiques entre la résistivité électrique du béton d'enrobage et la vitesse de corrosion de l'acier selon plusieurs études.	58
Tableau 1-19 : Détail des principales lois de distribution.	64
Tableau 2-1 : Nombre de levées, épaisseurs et hauteurs pour chaque pile du pont de l'île de Ré [BOUYGUES 1987d, BOUYGUES 1987e, BOUYGUES 1987c, BOUYGUES 1987b, BOUYGUES 1987a].	86
Tableau 2-2 : Composition des bétons en kg de granulats secs [données issues des journaux de chantier].	91

Tableau 2-3 : Centrale à béton utilisée pour la levée n°2 des piles en mer, ainsi que les résistances en compression obtenues sur les échantillons de bétons prélevés [données issues des journaux de chantier].....	92
Tableau 2-4 : Date de construction et conditions météorologiques de bétonnage de la levée n°2 des piles en mer [données issues des journaux de chantier].	93
Tableau 2-5 : Piles sélectionnables suivant les différents paramètres de construction [données issues des journaux de chantier], en utilisant une légende de couleur associée aux paramètres de sélection: gris : implantation de la pile ; orange : épaisseur des fûts ; bleu : formulation de béton ; jaune : centrale à béton et vert : saison de coulage du béton.	94
Tableau 2-6 : Présentation des quatre embarcations testées et de leurs gabarits.	98
Tableau 2-7 : Matériels de mesure sélectionnés pour réaliser le diagnostic de corrosion et fabricants.	99
Tableau 2-8 : Port obligatoire des EPI pour différentes étapes du chantier de recherche de diagnostic de corrosion des piles du pont de l'île de Ré.	101
Tableau 2-9 : Méthodologie du diagnostic de corrosion en 7 étapes, utilisée sur les faces de pile du pont de l'île de Ré.....	102
Tableau 2-10 : Description du radar de structure utilisé.	105
Tableau 2-11 : Géolocalisation, selon repères X_iOY_i de chaque zone de mesure, des coordonnées des armatures horizontales de la face de pile PD-FG.	107
Tableau 2-12 : Altimétries théoriques des connexions permanentes.	111
Tableau 2-13 : Description de l'appareil de mesure de la résistivité électrique du béton de surface.	113
Tableau 2-14 : Description de l'appareil de mesure de potentiel de corrosion des armatures utilisé.	114
Tableau 2-15 : Description de l'appareil de mesure de densité de courant de corrosion des armatures.	116
Tableau 3-1 : Désordres relevés sur les piles du pont de l'île de Ré lors de l'inspection visuelle.	124
Tableau 3-2 : Trois catégories de présomption du béton armé à la corrosion des armatures en fonction des désordres observés lors de l'inspection visuelle (les couleurs indiquent respectivement une vulnérabilité négligeable en vert, incertaine en jaune et avérée en rouge).....	125
Tableau 3-3 : Résultats des inspections visuelles par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion pour l'ensemble des zones de mesures.....	127
Tableau 3-4 : Trois catégories de présomption du béton armé à la corrosion des armatures en fonction des valeurs d'épaisseur d'enrobage (les couleurs indiquent respectivement une vulnérabilité faible en vert, incertaine en jaune et élevée en rouge).	128
Tableau 3-5 : Quatre catégories de risque de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de résistivité électrique (les couleurs indiquent respectivement un risque négligeable en vert, faible en jaune, modéré en orange et fort en rouge) selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000].	130
Tableau 3-6 : Trois catégories de probabilité de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de potentiel de corrosion (les couleurs indiquent respectivement une probabilité faible en vert, incertaine en jaune et élevée en rouge) selon la norme C876 [ASTM C876 1999].	133
Tableau 3-7 : Trois catégories de risque de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de différence de potentiel de corrosion (les couleurs indiquent respectivement un risque faible en vert, incertain en jaune et fort en rouge) selon le document du COST 509 [Cox 1997].	133
Tableau 3-8 : Deux catégories d'activité de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de gradient local de potentiel de corrosion (les couleurs indiquent respectivement une activité passive en vert et active en rouge) selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003].	133

Tableau 3-9 : Pour l'ensemble des zones de mesure étudiées, répartition des valeurs de potentiel de corrosion des trois catégories de risque de corrosion (vert : faible ; jaune : incertain ; rouge : fort) selon le document du COST 509 [Cox 1997].	136
Tableau 3-10 : Comparatif des évaluations issues des valeurs de potentiel de corrosion	140
Tableau 3-11 : Quatre catégories de risque de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de densité de courant de corrosion (les couleurs indiquent respectivement un risque négligeable en vert, faible en jaune, modéré en orange et fort en rouge) selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Andrade 2004].	141
Tableau 3-12 : Quatre catégories de risque de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de densité de courant de corrosion (les couleurs indiquent respectivement un risque négligeable en vert, faible en jaune, modéré en orange et fort en rouge) selon le fabricant de l'appareil de mesure (GalvaPulse®) [Germann Instruments 2012].	141
Tableau 3-13 : Comparatif des évaluations issues des vitesses de corrosion.	145
Tableau 3-14 : Cartes des désordres, cartographies iso-potentiel de corrosion et cartographie iso-résistivité électrique des faces de pile PE-FC et PO-FC.	147
Tableau 3-15 : Cartes des désordres, cartographies iso-potentiel de corrosion et cartographie iso-résistivité électrique des faces de pile PG-FC et PN-FC.	148
Tableau 3-16 : Trois catégories de risque de corrosion du béton armé (les couleurs indiquent respectivement un risque faible en vert, incertain en jaune et élevé en rouge) définies « à dire d'expert ».	149
Tableau 3-17 : Résultats de la classification « à dire d'expert » par catégorie de risque de corrosion pour l'ensemble des zones de mesures.	150
Tableau 3-18 : Etude statistique sur la répartition et le positionnement des zones de mesure suivant les trois risques de corrosion défini « à dire d'expert ».	151
Tableau 3-19 : Panel des faces de pile représentatives des différents risques de corrosion de l'ouvrage sélectionnées à étudier en années n+2 et n+3.	152
Tableau 4-1 : Faces de pile ayant servi à la campagne de mesure « Phase de la marée », ainsi que les dates d'intervention et les conditions météorologiques extrêmes associées.	157
Tableau 4-2 : Faces de pile ayant servi à la campagne de mesure « Saisonnalité », ainsi que la phase de la marée et les dates d'intervention par saison.	167
Tableau 4-3 : Frontières entre les zones d'exposition pour le port de La Rochelle-La Pallice.	172
Tableau 4-4 : Indices de Caliński-Harabasz calculés à partir des profils des pentes moyennes de potentiel de corrosion et de résistivité électrique normalisés en fonction de la hauteur de mesure normalisée pour les 4 saisons.	180
Tableau 4-5 : Synthèse des positions altimétriques des frontières entre les tronçons classés par la méthode de classification non-supervisée.	182
Tableau 4-6 : Position des frontières et plage de chevauchement entre les zones d'expositions spécifiques d'après les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique pour l'ensemble des saisons.	182
Tableau 4-7 : Hauteurs d'eau et coefficient de marée associés aux frontières entre les différentes zones d'exposition théoriques éprouvées dans la littérature (structures métalliques) et expérimentales (structures en béton armé).	183
Tableau 4-8 : Paramètres des régressions linéaires utilisées pour définir les profils de « référence » de potentiel de corrosion des faces de pile FC et FG.	188
Tableau 4-9 : Paramètres des régressions linéaires utilisées pour définir les profils de « référence » de la résistivité électrique des faces de pile FC et FG.	190

Tableau 4-10 : Paramètres des régressions linéaires utilisées pour définir les profils par saison du potentiel de corrosion des faces de pile FC et FG.	195
Tableau 4-11 : Paramètres des régressions linéaires utilisées pour définir les profils par saison de la résistivité électrique des faces de pile FC et FG.	198
Tableau 4-12 : Cartographies iso-potentiel de corrosion « brutes » et « fiabilisées » interprétées en utilisant la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999] ainsi que les valeurs des différences de potentiel entre les valeurs extrêmes interprétées suivant le document du COST 509 [Cox 1997] pour les 11 faces de pile étudiées par la campagne de mesure « Saisonnalité ».	203
Tableau 4-13 : Quatre catégories de risque de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de résistivité électrique (les couleurs indiquent respectivement un risque négligeable en vert, faible en jaune, modéré en orange et fort en rouge).	209
Tableau 4-14 : Cartographies iso-résistivité électrique « brutes » et « fiabilisées » interprétées en utilisant la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000] et l'interprétation proposée pour les 11 faces de pile étudiées par la campagne de mesure « Saisonnalité ».	210
Tableau 5-1 : Composition chimique et pourcentage massique des principaux produits de corrosion du fer formés à haute température [Landolt 1993].	218
Tableau 5-2 : Cartographies iso-valeurs fiabilisées de potentiel de corrosion et de résistivité électrique de la face de pile PB-FC.	222
Tableau 5-3 : Cartographies iso-valeurs fiabilisées de potentiel de corrosion et de résistivité électrique de la face de pile PE-FC.	223
Tableau 5-4 : Cartographies iso-valeurs fiabilisées de potentiel de corrosion et de résistivité électrique de la face de pile PE-FG.	226
Tableau 5-5 : Cartographies iso-valeurs fiabilisées de potentiel de corrosion et de résistivité électrique de la face de pile PI-FC.	228
Tableau 5-6 : Synthèse des valeurs de potentiel de corrosion fiabilisées au droit des autopsies visuelles associées aux armatures saines.	231
Tableau 5-7 : Synthèse des valeurs de potentiel de corrosion fiabilisées au droit des autopsies visuelles associées aux armatures présentant une corrosion avérée.	232
Tableau 5-8 : Trois catégories de probabilité de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de potentiel de corrosion (les couleurs indiquent respectivement une probabilité faible en vert, incertaine en jaune et élevée en rouge) définies pour le pont de l'île de Ré.	232
Tableau 5-9 : Cartographies iso-potentiel de corrosion fiabilisées interprétées en utilisant les seuils de probabilité de corrosion proposés par la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999] et ceux définis pour le pont de l'île de Ré.	233
Tableau 5-10 : Analyse croisée des profils de pénétration des ions chlorure libre et des distributions cumulées des épaisseurs d'enrobage des armatures pour les 3 zones de mesure de la face de pile PN-FC.	240
Tableau 5-11 : Analyse croisée des profils de pénétration des ions chlorure libre et des distributions cumulées des épaisseurs d'enrobage des armatures pour les 3 zones de mesure de la face de pile PE-FC.	242
Tableau 6-1 : Classification des 14 faces de pile FC en 4 clusters à partir de la méthode des divisions hiérarchiques.	252
Tableau 6-2 : Classification des 14 faces de pile FC en 4 clusters à partir de la méthode des agglomérations hiérarchiques.	254
Tableau 6-3 : Classification des 14 faces de pile FC en 4 clusters à partir de la méthode des nuées dynamiques.	255

Tableau 6-4 : Descriptions classique (à gauche) et symbolique (à droite) des variables EcorrH et Resi des données brutes de la face de pile PK-FC.....	258
Tableau 6-5 : Résultats des différentes classifications en 2 clusters sur les faces de pile FC et FG à partir des données brutes.....	259
Tableau 6-6 : Résultats des différentes classifications en 3 clusters sur les zones de mesures des faces de pile FC à partir des données brutes.....	260
Tableau 6-7 : Résultats des différentes classifications en 3 clusters sur les zones de mesures des faces de pile FG à partir des données brutes.....	261
Tableau 6-8 : Indices de partitionnement optimal des faces de pile FC et FG à partir des données fiabilisées.....	262
Tableau 6-9 : Classifications en 5 clusters des faces de piles FC et FG à partir des données fiabilisées, obtenues à partir de l'algorithme des nuées dynamiques appliqué aux données symboliques intervalle et histogramme.....	263
Tableau 6-10 : Indices de partitionnement optimal des faces de pile FC calculés à partir des données fiabilisées.....	264
Tableau 6-11 : Classifications en 5 clusters des faces de piles FC à partir des données fiabilisées, obtenues à partir de l'algorithme des nuées dynamiques appliqué aux données symboliques intervalle et histogramme.....	264
Tableau 6-12 : Indices de partitionnement optimal des faces de pile FG calculés à partir des données fiabilisées.....	265
Tableau 6-13 : Classifications en 5 clusters des faces de piles FG à partir des données fiabilisées, obtenues à partir de l'algorithme des nuées dynamiques appliqué aux données symboliques intervalle et histogramme.....	265
Tableau 6-14 : Organisation des clusters des faces de piles FC de plus faible risque (en haut) de corrosion au plus important (en bas).....	267
Tableau 6-15 : Organisation des clusters des faces de piles FG de plus faible (en haut) risque de corrosion au plus important (en bas).....	269

Introduction générale

Introduction générale

Les infrastructures du génie civil tiennent une place importante dans notre société en contribuant en grande partie à son développement. Le patrimoine mondial des infrastructures est vieillissant, et il se détériore en raison des conditions environnementales et d'exploitation. Des dégradations nécessitant des opérations de maintenance sont déjà présentes et visibles sur la plupart des ouvrages.

Dans un contexte, où l'on vise à optimiser l'exploitation et à prolonger la durée de vie des ouvrages dans des conditions de service et de disponibilité quelques fois plus sévères qu'à l'origine, la surveillance et la maintenance de ces infrastructures dégradées sont devenues d'une importance majeure pour les gestionnaires d'ouvrages. La corrosion des armatures étant la principale cause de dégradation des structures en béton armé, il importe d'établir un diagnostic de corrosion de l'ouvrage de façon précoce afin de suivre l'évolution de cette corrosion et, ainsi, pouvoir optimiser les opérations futures (programmes complémentaires de mesure, maintenance ...).

L'évaluation de l'état de corrosion des armatures est effectuée, de préférence, par des mesures non destructives que sont : le potentiel de corrosion des armatures, la résistivité électrique du béton et la vitesse de corrosion des armatures. L'interprétation des mesures non destructives recueillies à partir de référentiels acceptés par la communauté (recommandations RILEM TC-154, normes ASTM, action de recherche Européenne ...) permet d'aboutir à un diagnostic de corrosion. Cette méthodologie est relativement maîtrisée et courante pour les ouvrages en béton armé soumis à un environnement classique « atmosphérique ». Pour les ouvrages exposés au milieu maritime, l'utilisation de ces référentiels peut conduire à des conclusions erronées en indiquant, généralement, un état de dégradation alarmiste de l'ouvrage, ne correspondant pas à l'état réel de corrosion des armatures. Le phénomène de marnage, notamment, engendre des gradients de teneur en eau, en oxygène et en ions chlorure dans le matériau béton, qui provoquent des biais de mesure pour les techniques utilisées.

Pour répondre à ce besoin, le projet DéCoF-Ré (Décision par diagnostic de Corrosion en toute Fiability sur le pont de l'île de Ré) a été entrepris avec comme choix d'ouvrage le pont de l'île de Ré et comme partenaires : l'IFSTTAR, l'Université de Nantes et sa filiale Capacités, le Cerema, la société Sixense Concrete et le Département de la Charente-Maritime. Le projet DéCoF-Ré est composé principalement de deux études distinctes menées en parallèle : une étude de durabilité, qui sera rattachée au projet national PERFDUB, et un travail doctoral, qui porte la fiabilisation du diagnostic de corrosion réalisé sur un ouvrage maritime. Cette thèse est ainsi organisée en six chapitres.

Le premier chapitre est consacré à l'étude bibliographique. Après une description de la corrosion affectant les structures en béton armé, il met l'accent sur les méthodes de mesure non destructives utilisées dans un diagnostic de corrosion, l'influence de différents paramètres sur la qualité des mesures, et enfin, les méthodologies de traitements et d'interprétation des données de corrosion. Les méthodes de fiabilité probabilistes et d'aide à la décision sont passées en revue et décrites dans un dernier paragraphe.

Le deuxième chapitre présente la campagne de mesures non destructives réalisée sur les piles du pont de l'île de Ré. Le choix des zones investiguées est explicité (piles et faces d'exposition, paramètres structuraux ...) ainsi que la méthodologie choisie pour la réalisation du diagnostic de corrosion *in-situ*.

Introduction générale

Le troisième chapitre décrit la démarche et les étapes menant à l'établissement du niveau de risque de corrosion de l'ouvrage (faces de pile) à partir de l'inspection visuelle, des épaisseurs d'enrobage et du diagnostic de corrosion. Il met en évidence le fait que l'interprétation des mesures « brutes » à partir des référentiels existants dans la littérature n'est pas adaptée au cas d'un ouvrage exposé au milieu maritime.

Le quatrième chapitre propose une méthodologie de traitement des données « brutes ». Celle-ci repose sur l'identification, puis la quantification de différents effets environnementaux du milieu maritime sur les mesures (phase de la marée, phénomène de marnage et saisonnalité). Ainsi, il est possible de s'affranchir des effets (biais de mesure) du milieu d'exposition, et d'interpréter les données « fiabilisées » à partir des différents référentiels existants.

Le cinquième chapitre permet la validation de la fiabilisation des données « brutes » développée spécifiquement pour un milieu maritime (chapitre précédent) sur la base des résultats de la campagne d'autopsies visuelles qui a été réalisée sur les piles du pont. Des seuils de probabilité de corrosion (mesure de potentiel de corrosion) spécifiques à cet ouvrage sont proposés à partir des autopsies visuelles. Les premiers résultats de l'étude de durabilité, les profils de pénétration des ions chlorure, sont également présentés.

Le sixième chapitre concerne les outils d'aide à la décision où l'utilisation d'algorithmes de classification non-supervisée des données est mise à profit pour classer les différentes faces de pile suivant leur état de corrosion. Les résultats obtenus fournissent des éléments d'aide à la décision pour une priorisation de réparation des zones investiguées.

Chapitre 1 : Etude bibliographique

Depuis plus d'un siècle, les ouvrages en béton armé ont vu leur nombre évoluer de manière significative et de nombreux textes visant à réglementer leur utilisation se sont succédés. L'EUROCODE 2 [NF EN 1992-1-1 2005] est actuellement en vigueur.

Aujourd'hui, le patrimoine mondial des structures en béton armé est vieillissant. Aux États-Unis, le réseau routier est composé de 614 387 ponts, parmi eux : 25% sont âgés de 50 ans ou plus et 9,1% sont jugés structurellement déficients [ASCE 2017, Foxx 2017, Goldstein 2016]. Au Canada, une étude de 2004 estimait que 40% des ponts autoroutiers avaient plus de 40 ans de service [Cusson 2004]. Le projet européen BRIME (*BR*idge *M*anagement in *E*urope) a permis de recenser le pourcentage de ponts en béton armé présentant des défauts : 39% pour la France, 37 % pour l'Allemagne, 26% pour la Norvège et 30% pour le Royaume-Uni [Godart 2005, Woodward 2001].

Le béton est un matériau qui évolue et réagit avec son environnement. Au cours du temps, les ouvrages en béton armé peuvent développer plusieurs pathologies : dégradations d'origine mécaniques, alcali-réaction, cycles gel/dégel, lixiviation, corrosion des armatures... Ces agressions causent des désordres allant de la simple fissure à une détérioration structurale importante. Selon les conclusions du projet BRIME, 47% des ouvrages dégradés sont atteints de corrosion des armatures [Godart 2005, Woodward 2001].

Les gestionnaires d'ouvrages ont besoin de connaître, de manière fiable et conforme à la réalité, l'état de dégradation de leurs structures afin de planifier leur maintenance, et assurer ainsi leur fonction dans le temps. Les méthodes de contrôle non-destructif semblent la voie la plus adaptée pour établir et actualiser cette connaissance tout au long de la vie des ouvrages.

Dans le cas des ouvrages atteints par la corrosion des armatures, un diagnostic de corrosion est pratiqué. Les objectifs sont de : déceler une activité de corrosion et évaluer son intensité, identifier l'origine, évaluer l'étendue des désordres, prédire l'évolution spatiale et temporelle, estimer les risques pour la sécurité des usagers et de l'ouvrage et définir les actions de maintenance. Ce diagnostic de corrosion est effectué à partir de plusieurs mesures non-destructives (potentiel de corrosion, résistivité électrique du béton et densité de courant de corrosion). Il est généralement accompagné de mesures destructives comme des prélèvements par carottage pour évaluer la profondeur de pénétration des agents agressifs ou encore des autopsies visuelles de l'état de dégradation des armatures.

Le Chapitre 1 de ce manuscrit présente successivement : (i) le phénomène de corrosion, (ii) les mesures non-destructives du diagnostic de corrosion et enfin les méthodes mathématiques de traitement des données.

1 Corrosion des structures en béton armé

1.1 Corrosion des armatures métalliques

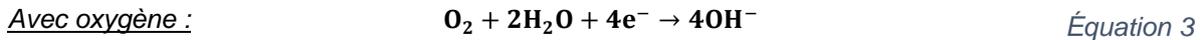
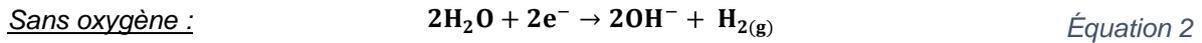
1.1.1 Généralités

La corrosion peut être considérée comme une attaque destructive et irréversible d'un métal par son environnement. Elle résulte de réactions électrochimiques qui conduisent à des transferts d'ions et d'électrons à l'interface métal/solution. Le processus de corrosion électrochimique du fer est décrit par une réaction d'oxydo-réduction, qui est composée de deux réactions électrochimiques élémentaires et simultanées : oxydation et réduction.

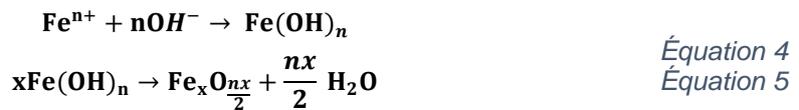
La réaction d'oxydation (ou réaction anodique), correspond à la dissolution du métal. Le fer, sous forme solide, passe en solution en formant des ions ferreux (Fe^{2+}) puis des ions ferriques (Fe^{3+}), comme décrit par l'Équation 1.



La réaction de réduction (ou réaction cathodique), correspond à la réduction d'un oxydant par consommation d'électrons. Suivant la disponibilité en oxygène de l'environnement, les réactions de réduction sont décrites par les Équation 2 et Équation 3.



Afin de conserver la neutralité électrique, les réactions élémentaires (Équation 2 et Équation 3) doivent avoir lieu simultanément tout en respectant l'équilibre chimique, et vont créer des produits de corrosion à la surface de l'acier (Équation 4 et Équation 5). La cinétique de la réaction dépend du produit de solubilité des ions, issus de la dissolution du fer, dans le milieu électrolytique.



En présence d'eau et d'oxygène, la réaction d'oxydo-réduction créée entre l'anode et la cathode, conduit à une dissolution du métal (au niveau de l'anode) et à la précipitation d'oxydes ferreux (à la surface de l'acier). Plusieurs études [Freire 2009, Génin 2001, Legrand 2001, Génin 1996, Refait 1993b, Refait 1993a] ont permis de définir le processus de formation des différents produits de corrosion :

Étape 1 : Dissolution du fer sous forme d'ions ferreux ;

Étape 2 : Formation d'hydroxyde ferreux ;

Étape 3 : Formation de rouille verte stable en l'absence d'oxygène ;

Étape 4 : Formation de ferrihydrite ;

Étape 5 : Formation des oxydes ferreux « classiques » expansifs (goethite, magnétite ...).

Pour que le processus de corrosion puisse avoir lieu, il est nécessaire d'avoir coexistence simultanée de quatre facteurs différents. Dans le cas du béton armé, les différents facteurs propices au développement de la corrosion sont (*Figure 1-1*) :

- une zone anodique qui permet la création des ions en solution ;
- une zone cathodique qui permet la réduction des oxydants dissouts dans la solution ;
- un milieu conducteur des électrons, représenté par l'acier ;
- un électrolyte qui sert de conducteur ionique, représenté par la solution interstitielle du béton.

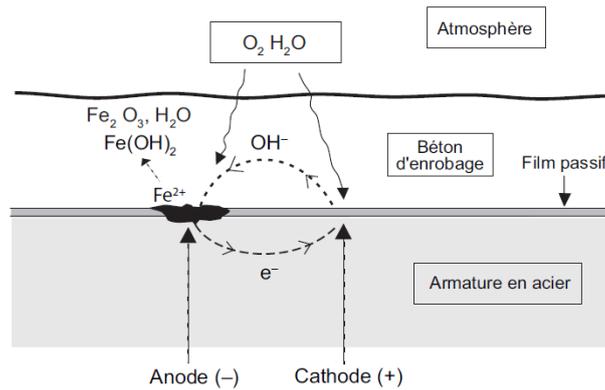


Figure 1-1 : Schéma de formation des produits de corrosion [Bentur 1997].

1.1.2 Domaine de passivité de l'acier

Lorsqu'un métal (conducteur électrique) est plongé dans un électrolyte (conducteur ionique), le métal s'oxyde en créant des ions et en libérant des électrons. Les charges électriques se répartissent à la surface du métal de manière à conserver la neutralité électrique du système, ce qui peut être assimilé à un condensateur plan (*Figure 1-2*). En électrochimie, ce phénomène est appelé « la double couche d'Helmholtz » : le métal est chargé négativement et la solution positivement [Conway 1951]. Une différence de potentiel est créée entre le métal et la solution.

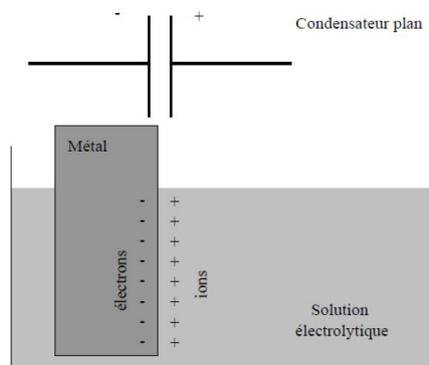


Figure 1-2 : Comportement schématique d'un métal plongé dans une solution électrolytique [Nasser 2010].

Le potentiel d'une électrode constituée du métal ne peut pas être mesuré directement, mais il peut être comparé à celui d'une autre électrode, dite de référence. La différence de potentiel entre les deux électrodes est la tension relative du métal par rapport à l'électrolyte qui est appelée potentiel d'électrode, calculée à partir de l'équation de Nernst (Équation 6) :

$$E = E_0 + \frac{RT}{nF} \ln(a_{M^{n+}}) \quad \text{Équation 6}$$

Où : **E** est le potentiel d'électrode (en V), **E₀** est le potentiel standard du métal (en V), **R** est la constante des gaz parfaits (8,3145 J.(mol.K)⁻¹), **F** est le nombre de Faraday (96500 C.mol⁻¹), **T** est la température (en K) et **a** est l'activité des ions métalliques dans la solution.

En milieu aqueux, la formation des oxydes dépend directement du pH¹⁾. Il est possible de représenter les évolutions des potentiels d'électrode en fonction du pH. Pourbaix [Pourbaix 1974] a défini les différents domaines d'état d'un métal (immunité, corrosion et passivité) sous forme de diagramme E-pH (ou diagramme de Pourbaix). Ainsi, les zones où le métal est soluble sous forme d'ions et les zones où le métal est stable sous forme solide ou protégé par ses oxydes peuvent être définies. La *Figure 1-3* représente le diagramme E-pH du fer en milieu aqueux en prenant en compte seulement les oxydes stables : hématite (Fe₂O₃) et magnétite (Fe₃O₄).

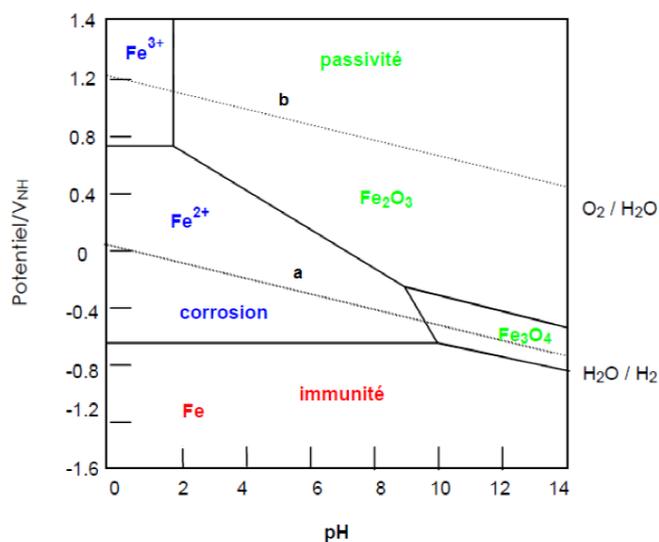


Figure 1-3 : Diagramme de Pourbaix simplifié du fer pour $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$, $P = 1 \text{ atm}$ et $[\text{Fe}^{2+}] = [\text{Fe}^{3+}] = 10^{-6} \text{ mol.L}^{-1}$ [Pourbaix 1974].

Le diagramme de Pourbaix [Pourbaix 1974] sert essentiellement à déterminer la forme stable d'une espèce dans des conditions de pH pour un potentiel défini. Néanmoins, il est judicieux de faire apparaître le domaine de stabilité de l'électrolyte (en l'occurrence l'eau) afin de délimiter les différents domaines de stabilité du métal. Les droites **a** et **b** présentées sur la *Figure 1-3* correspondent au diagramme de Pourbaix de l'eau. Toutes les espèces dont le potentiel d'équilibre est situé en-dessous

¹⁾ pH = -log([H₃O⁺])

de la droite **a** sont attaqués par l'eau avec un dégagement de dihydrogène gazeux. Toutes les espèces dont le potentiel d'équilibre est situé entre les courbes **a** et **b**, sont attaquées par l'eau uniquement en présence d'oxygène.

Suivant le potentiel pris par le métal plongé dans l'électrolyte ainsi que le pH de l'électrolyte, différents oxydes formés peuvent protéger le métal grâce à la formation d'un film adhérent nommé film passif.

Pour les structures en béton armé saines (non atteintes par la corrosion), la solution interstitielle du béton a un pH compris entre 12,5 et 13,5. Le potentiel théorique du fer n'est pas connu mais a fait l'objet de plusieurs études [Capra 2014, Vu 2011, Nasser 2010, Elsener 2003]. D'après ces auteurs, il est compris entre -250 et +100 mV (ECS). D'après le diagramme de Pourbaix, du fer (*Figure 1-3*) le potentiel d'électrode est largement situé dans la partie supérieure du domaine de passivité, donc le béton sain assure un environnement protecteur aux armatures métalliques par la création d'un film passif ou plutôt pseudo-passif autour de l'acier.

1.2 Causes et conséquences de la corrosion du béton armé

Dans le béton sain, l'armature est protégée par un film pseudo-passif, mais cette protection peut être détruite par des agents agressifs qui pénètrent par les pores du béton. Sans protection, le fer se dissout en continu dans la solution interstitielle et à mesure que la réaction de corrosion progresse, la section des armatures diminue. Lorsque le béton est saturé en eau, les ions ferreux ou ferriques migrent vers la surface du béton, via la porosité du béton. Ce type de dégradation n'a pas d'impact significatif sur la pérennité du béton d'enrobage et n'est pas visuellement observable, mais la réduction de section des armatures diminue considérablement la capacité portante de l'ouvrage et porte atteinte à la durée de vie de celui-ci.

Lorsque les produits de corrosion ne peuvent plus être évacués de la zone de corrosion (béton sec, vitesse de corrosion très élevée...), ils s'accumulent à la surface des armatures. Il se forme alors de nouveaux oxydes (Fe(OH)_2 , Fe(OH)_3 , $\text{Fe(OH)}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$...) à l'interface acier/béton. Le volume occupé par ces oxydes peut être de 2 à 6 fois plus important que celui occupé par l'acier [Ollivier 2008, Broomfield 2006]. Ces produits de corrosion provoquent des contraintes mécaniques au niveau de l'interface acier-béton qui peuvent diminuer l'adhérence acier-béton ou provoquer des fissures dans la matrice cimentaire conduisant à l'éclatement du béton d'enrobage. Ces défauts d'enrobage accélèrent le processus de pénétration des agents agressifs qui vont, eux-mêmes, augmenter la corrosion et créer des nouveaux défauts [Bertolini 2013, Ollivier 2008, Broomfield 2006, Bentur 1997].

Un modèle empirique de l'évolution de la corrosion des armatures du béton armé a été proposé [Tuutti 1982] (*Figure 1-4*). Il est composé de deux étapes élémentaires :

- une période d'initiation (ou d'amorçage) où l'acier est protégé par le film passif. Au fur et à mesure, les espèces agressives pénètrent dans le béton en diminuant la stabilité du système ;
- une période de propagation pendant laquelle les produits de corrosion vont s'accumuler à la surface de l'armature jusqu'à provoquer la destruction du béton d'enrobage.

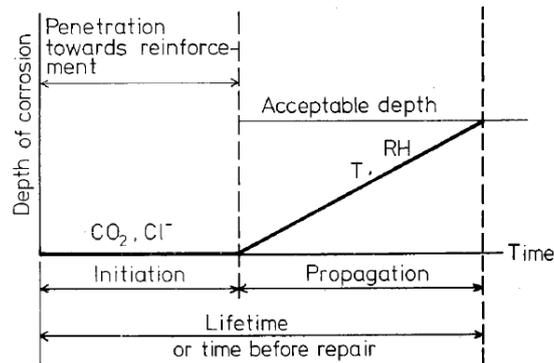


Figure 1-4 : Schéma conceptuel de dégradation du béton armé en fonction du temps selon le modèle de Tuutti [Tuutti 1982].

Le schéma de dégradation (*Figure 1-4*) proposé par Tuutti [Tuutti 1982] illustre le fait que la période d'amorçage est essentielle pour la préservation des armatures métalliques et la durée de vie de l'ouvrage puisqu'elle régit le début de la corrosion. En pratique, il faut qu'elle soit la plus longue possible. Si l'épaisseur d'enrobage de béton est essentielle pour retarder le début de la corrosion, elle n'est pas toujours synonyme de durabilité. Ainsi, la formulation du béton est aussi importante, puisque la pénétration des agents agressifs dépend de plusieurs caractéristiques intrinsèques au béton (porosité, perméabilité aux gaz et à l'eau...).

La corrosion des armatures dans les ouvrages en béton armé est principalement due à la pénétration de deux agents agressifs à travers la matrice cimentaire, qui induisent deux phénomènes distincts [Broomfield 2006] :

- la pénétration du dioxyde de carbone (CO₂), contenu dans l'air, crée un front de carbonatation de la surface vers l'intérieur du matériau ;
- les ions chlorure issus des environnements maritimes ou bien des sels de déverglaçage, pénètrent dans le béton depuis la surface vers l'intérieur du matériau jusqu'à atteindre les armatures.

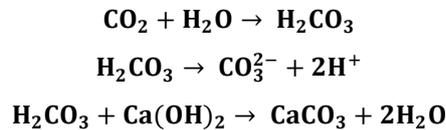
En considérant une approche durabiliste et en se basant uniquement sur les transferts d'espèces ioniques à travers le réseau poreux du matériau, la limite entre la phase d'amorçage et le début de la phase de propagation de la corrosion pour ces deux attaques (*Figure 1-4*) peut être expliquée de la façon suivante [Baroghel-Bouny 2004] :

- environnement sans chlorure : temps nécessaire au front de carbonatation pour atteindre une profondeur égale à l'épaisseur d'enrobage de béton ;
- environnement avec chlorures : temps nécessaire pour que la concentration en ions chlorure au niveau des armatures, soit suffisante pour détruire le film protecteur.

1.2.1 Carbonatation du béton

Le dioxyde de carbone (CO₂) gazeux présent naturellement dans l'air pénètre dans le béton par le réseau poreux ou par les défauts d'enrobage (fissures, éclats de béton...). Il réagit avec l'eau présente

dans la solution interstitielle pour former de l'acide carbonique (H_2CO_3) qui est instable dans l'eau (Équation 7). La décomposition de cet acide a pour conséquence directe d'acidifier la solution interstitielle (Équation 8). Néanmoins, il contribue principalement à la transformation de la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) en calcite (CaCO_3) (Équation 9). Cette réaction appelée carbonatation de la pâte de ciment, contribue également à l'abaissement du pH (Figure 1-5).



Équation 7
Équation 8
Équation 9

La solubilité de la portlandite est relativement faible en présence d'un milieu alcalin (tels que NaOH ou KOH présents en quantité dans la solution interstitielle du béton). Mais la carbonatation de ce milieu a pour conséquence d'augmenter la solubilité de la chaux qui peut se carbonater en plus grande quantité.

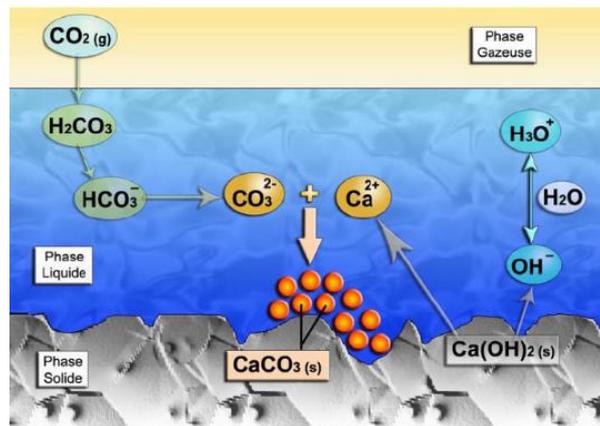


Figure 1-5 : Mécanisme de carbonatation [Thiery 2006].

Ces différentes réactions ont pour principale conséquence d'acidifier la solution interstitielle au niveau du front de carbonatation, le pH passant de 13 à 9. Dans ces conditions, le film passif n'est plus stable, l'acier se dépassive (Figure 1-3).

Le phénomène de carbonatation du béton a largement été étudié [Mai-Nhu 2013, Vu 2011, Nasser 2010, Tong 2009, Huet 2005, Cowie 1992]. C'est un phénomène progressif, qui, avec le temps, touche le béton de plus en plus en profondeur. La vitesse de propagation de la carbonatation dépend des caractéristiques de la matrice cimentaire (notamment la porosité ouverte et la perméabilité aux gaz). La teneur en eau du béton est également un paramètre très important. Elle est déterminée par l'humidité relative de l'environnement d'exposition. Plus l'humidité relative est importante, plus le réseau poreux du béton est saturé, ce qui ralentit la pénétration du CO_2 , et donc les réactions de carbonatation. Il en va de même pour les environnements secs (avec une faible humidité relative). La quantité d'eau est insuffisante pour dissoudre le CO_2 dans la solution interstitielle. La vitesse de carbonatation est maximale pour des humidités comprises entre 40 et 80%, un taux d'humidité de 60% étant considéré comme le plus critique [Saetta 1995, Van Balen 1994, Verbeck 1958].

L'ajout d'additif dans la formulation du béton peut avoir une influence sur la carbonatation. De fortes teneurs en cendres volantes ou en laitiers de haut-fourneaux accélèrent considérablement la vitesse de carbonatation [Malami 1994]. La porosité du béton est conditionnée par le rapport E/C (plus il est faible, plus la porosité est faible) et par la teneur en ciment (plus elle est importante, plus la porosité est faible). En diminuant la porosité, la vitesse de carbonatation est réduite.

La carbonatation est nocive pour les armatures, mais pas pour le béton. Au contraire, il a été montré que les propriétés mécaniques du béton sont meilleures après carbonatation [Pandey 2012, Kim 2009, Chi 2002]. Elle permet également de réduire la porosité du béton, la calcite créée lors de la réaction (*Équation 9*) occupant un volume supérieur à la portlandite initiale [Thiery 2006, Miragliotta 2000, Ngala 1997, Patel 1985].

1.2.2 Pénétration des ions chlorure

La pénétration des ions chlorure (Cl^-) est la principale cause de corrosion des armatures. Les ions chlorure peuvent provenir de deux sources. Ils peuvent soit être présents au moment du gâchage (utilisation d'eau chlorurée ou de granulats ou sables contaminés), ou soit provenir de l'environnement extérieur. Dans ce cas, les ions chlorure provenant d'un environnement maritime ou de sels de déverglaçage migrent à travers le réseau poreux du matériau.

Pour pénétrer dans le béton, les ions chlorure ont besoin de la présence d'une phase liquide. Dans un milieu saturé, une structure immergée par exemple, les ions chlorure pénètrent dans le béton par diffusion sous l'effet d'un gradient de concentration entre la surface et le cœur du matériau [Diaz 2014, Ollivier 2012, Ollivier 2002]. Le coefficient de diffusion des ions chlorure est donc un critère essentiel à la durabilité du béton.

Pour les structures soumises à des cycles humidification/séchage (zone de marnage, exposition aux embruns, sels de déverglaçage ...), le mode de pénétration est différent [Ollivier 2012]. Les ions chlorure vont d'abord pénétrer dans le béton par absorption capillaire, puis le phénomène de convection naturelle va les faire migrer vers la phase liquide. Ils progresseront ensuite par diffusion sous l'effet du gradient de concentration. La pénétration des ions chlorure par convection est d'autant plus importante qu'elle est rapide, c'est-à-dire qu'en présence de cycles humidification/séchage rapides et répétés, les ions vont pénétrer dans le béton plus rapidement que par la diffusion classique. Pour un béton sec humidifié avec une solution saline pendant une journée, il a été montré que la profondeur de pénétration des ions chlorure est plus importante que pendant plusieurs mois de diffusion [Francy 1998].

Les ions chlorure réagissent avec la matrice cimentaire. Une partie d'entre eux peut être absorbée par les silicates de calcium hydratés (C-S-H) présents dans la pâte de ciment. Une autre partie peut réagir avec certains composés et donner des nouveaux produits. Le plus couramment, les ions réagissent avec l'aluminate tricalcique (C_3A) pour former des monochloroaluminates hydratés ($\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$) relativement stables dans le béton. Les interactions entre les ions chlorure et la matrice cimentaire sont complexes [Bouteiller 2012b, Saillio 2012, Francy 1998, Bigas 1996]. Ainsi, deux « types » de chlorure peuvent être définis :

- les ions chlorure liés ont réagi avec la pâte de ciment ou ont été absorbés par les C-S-H ;
- les ions chlorure libres se trouvent sous forme ionique dans la solution interstitielle.

Il est généralement considéré que seuls les ions chlorure libres participent au phénomène de corrosion. Typiquement 50 à 60% des ions chlorure sont libres [Gaynori 1987]. Lorsque les chlorures libres ont atteint l'acier, ils attaquent localement le film passif jusqu'à sa destruction. Une fois détruits, les oxydes protecteurs laissent place à une zone anodique locale, où le fer peut se dissoudre dans la solution interstitielle. Les surfaces de l'acier encore passivé correspondent aux zones cathodiques. Les zones cathodiques ont une surface bien supérieure aux zones anodiques. Ce qui conduit à des densités de courant de corrosion localement très importantes, et provoque une dissolution de l'acier en profondeur plutôt qu'en surface. Ce type de corrosion est appelé corrosion par piqûres et peut se transformer en corrosion caverneuse par ouverture des parois des piqûres [Neville 1995]. Les mécanismes de corrosion au sein de la piqûre, tout comme les réactions chimiques associées, sont complexes. La composition de la solution se trouvant dans la piqûre est modifiée par rapport à celle de l'électrolyte [Page 1986].

Dans la piqûre, l'acier se dissout pour former des ions ferreux (Fe^{2+}) qui vont réagir avec les ions chlorure pour former de l'acide chlorhydrique (Équation 10). L'acide chlorhydrique n'est pas stable dans l'eau. Il se dissocie pour former des ions H^+ qui vont acidifier fortement la solution dans la piqûre (Équation 11). Le pH baisse jusqu'à atteindre des valeurs comprises entre 3,5 et 5 [Byfors 1990, Sagoe-Crentsk 1990]. Les ions chlorure également libérés, restent actifs et peuvent participer à nouveau à la corrosion de l'acier. La réaction est ainsi auto-entretenu. Les produits de corrosion (Équation 12) diffusent hors de la piqûre (Figure 1-6).



Équation 10

Équation 11

Équation 12

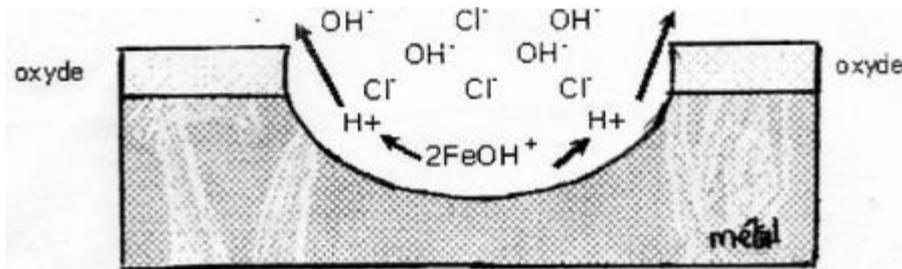


Figure 1-6 : Mécanisme de corrosion par les ions chlorure [Page 1986].

Une trop faible concentration en ions chlorure dans la solution interstitielle ne permettra pas la destruction du film passif, il existe donc une concentration en ions chlorure à partir de laquelle la corrosion peut s'amorcer.

Dans une approche conceptuelle de la corrosion comme proposée par Tuutti [Tuutti 1982] : incubation, initiation et propagation (Figure 1-4), il est fait l'hypothèse de l'existence d'un seuil critique d'initiation

de la corrosion. Ce seuil peut être exprimé par la concentration en chlorures totaux [ASTM C1152/C1152M 2012, Castellote 2001], la concentration en chlorures libres [Alonso 2000], par le rapport $[Cl^-]/[OH^-]$ [Gouda 1970, Hausmann 1967] ou encore par le rapport $[Cl^-]/[ANC]$ [Glass 1997] où ANC désigne la capacité de neutralisation d'un acide ou de l'alcalinité. Il faut savoir que la définition du seuil de concentration est remis en cause : il ne fait pas consensus [Tran 2016, Baroghel-Bouny 2008].

Ces différents seuils ne semblent pas universels. Les valeurs déterminées expérimentalement pour ces seuils sont très variables et dépendent de la nature du ciment, des conditions environnementales et des procédures expérimentales [Garcia 2014, Angst 2009, Alonso 2000]. De plus, certaines additions minérales (cendres volantes et fumées de silice par exemple), certains ciments composés (CEM III par exemple) ont un effet favorable sur la capacité du béton à résister à la pénétration des ions chlorure en jouant sur le réseau poreux [Cabrera 1994] ou sur la nature des interactions entre les ions chlorure et la matrice cimentaire [Lakshminarayanan 1992]. Néanmoins, il est considéré que le rapport $[Cl^-]/[OH^-]$ est l'expression la plus pertinente du seuil critique d'amorçage de la corrosion [Angst 2009, Ann 2007, Pujol-Lesueur 2004, Glass 1997].

Le seuil critique d'amorçage de la corrosion est généralement considéré atteint lorsque le rapport $[Cl^-]/[OH^-]$ est compris entre 0,6 et 1 [Baroghel-Bouny 2008]. Il est difficile à estimer du fait à la méconnaissance de la concentration en ions hydroxydes. Certains travaux ont montré qu'il pouvait être considéré constant quel que soit le type de ciment utilisé [Diamond 1986, Gouda 1970, Hausmann 1967], alors que d'autres travaux considèrent que le seuil augmente si le pH de la solution interstitielle augmente [Moreno 2004, Li 2001].

Même si le rapport $[Cl^-]/[OH^-]$ critique fait encore l'objet de nombreux débats, il constitue un indicateur d'aide à la décision précieux. C'est d'ailleurs ce principe de seuil qui est aujourd'hui utilisé dans quasiment tous les modèles prédictifs de la phase d'amorçage de la corrosion. En effet, la norme NF EN 206 [NF EN 206-1 2014] indique que le seuil critique d'initiation de la corrosion correspond à un rapport $[Cl^-]/[OH^-] > 0,6$, comme indiqué dans la littérature [Hausmann 1967]. Ceci conduit généralement à une valeur en ions chlorure de l'ordre de 0,4% par rapport à la masse de ciment pour un béton non-carbonaté [Baroghel-Bouny 2007]. Pour interpréter les profils de pénétration des chlorures, il est nécessaire d'exprimer le seuil critique en pourcentage de la masse de béton (*Équation 13*). Par exemple pour un ouvrage en béton armé « neuf » dosé à 400 kg.m⁻³ de ciment (noté **[Ciment]**) et de masse volumique 2500 kg.m⁻³ (noté $\rho_{\text{béton}}$), le seuil de 0,4% par rapport à la masse de ciment correspond à un seuil de 0,064% par rapport à la masse de béton.

$$[Cl^-]_{\text{critique}}(\% \text{ masse béton}) = \frac{[\text{Ciment}]}{\rho_{\text{béton}}} [Cl^-]_{\text{critique}}(\% \text{ masse ciment}) \quad \text{Équation 13}$$

1.3 Nature des phénomènes observés

La plupart du temps, les désordres liés à la corrosion des armatures sont directement visibles sur le parement. Les principaux désordres causés par la corrosion des armatures sont : des fissures au droit des armatures, le décollement du béton d'enrobage, des éclats de béton et/ou des épaufrures (*Figure 1-7*). Cependant, d'autres mécanismes peuvent être à l'origine de ce type de dégradations. Par

exemple, les fissures créées par la corrosion des armatures, dues à la formation d'oxydes expansifs, sont à différencier des fissures de retrait et des fissures de flexion ou d'effort tranchant.

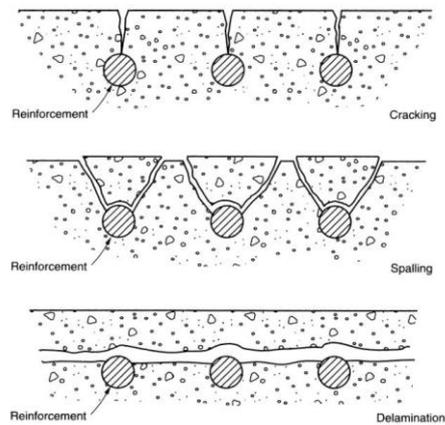


Figure 1-7 : Principales dégradations induites par la corrosion des armatures from [Neville 2011].

La carbonatation de la pâte de ciment provoque une corrosion généralisée des armatures se traduisant par une diminution progressive et uniforme de la section des armatures. La formation d'oxydes expansifs conduit à l'éclatement du béton d'enrobage.

La pénétration des ions chlorure provoque une corrosion localisée par piqures qui croit en profondeur se traduisant par une forte diminution locale de la section des armatures. Les oxydes expansifs créés se déposent sur l'armature plus ou moins loin des piqures, ce qui conduit à une dégradation du béton d'enrobage (Figure 1-8).



Figure 1-8 : Piqures de corrosion dues à la pénétration des ions chlorure [Dooms 2008].

Lorsque la réaction de corrosion est dans un état bien avancé, les armatures corrodées peuvent être apparentes sur le parement en béton, mais le plus souvent, uniquement des désordres liés à une activité de corrosion (Figure 1-7) sont visibles. La forme, l'étendue des désordres, leur intensité dépendent à la fois de la position des armatures (enrobage et espacement), de la qualité du béton d'enrobage (compacité et homogénéité) et de l'environnement (nature de l'agent agressif). Ainsi, lorsqu'une corrosion se manifeste, il est raisonnable de s'attendre à ce que le processus de dégradation s'étende au-delà de la dégradation visible. C'est pourquoi l'utilisation de moyens d'investigations capables de donner des informations sur l'état de corrosion des armatures dans les zones où celles-ci sont recouvertes de béton s'avère nécessaire : il s'agit du diagnostic de corrosion.

2 Diagnostic de corrosion sur ouvrage

Les maîtres d'ouvrages ont pour mission de gérer au mieux les risques qui peuvent survenir suite au vieillissement prématuré des structures et d'optimiser les budgets alloués à leur entretien. Ces deux aspects sont devenus un enjeu essentiel dans la gestion et la conservation d'un parc d'infrastructures. Afin de programmer les actions de maintenance ou de réparation adaptées à la pathologie dont souffre l'ouvrage, les gestionnaires ont besoin d'avoir une image précise et fidèle de l'état de dégradation de la structure considérée. L'utilisation de méthodes de CND est la voie la plus adaptée pour établir et actualiser cette connaissance au fil du temps.

La corrosion étant la principale cause de dégradation des structures en béton armé [Godart 2005, Woodward 2001], le gestionnaire d'ouvrage souhaite connaître l'état de corrosion des armatures. Selon l'AFGC (Association Française de Génie Civil) [Breyse 2005] le diagnostic de corrosion des armatures doit répondre à plusieurs objectifs :

- déceler une activité de corrosion et évaluer son intensité ;
- identifier l'origine du phénomène de corrosion ;
- évaluer l'étendue des désordres ;
- prédire l'évolution spatiale ;
- prédire l'évolution temporelle ;
- estimer la capacité portante de l'ouvrage ;
- estimer les risques à l'usager,
- définir les actions de maintenance/réparation à mener dans une stratégie de gestion d'ouvrages.

Généralement, l'origine et la cinétique de corrosion sont liées à différents facteurs tels que l'environnement (température et humidité relative) et l'exposition de la structure aux agents agressifs (CO_2 et Cl^-). L'épaisseur et la qualité du béton d'enrobage jouent également un rôle important dans le processus de dégradation par corrosion des armatures.

Les techniques CND qui peuvent être utilisées pour réaliser un diagnostic de corrosion sur béton armé sont nombreuses et diverses de par leurs principes physiques ainsi que par les informations qu'elles fournissent [Dérobert 2012, Breyse 2005]. Le choix de la méthode de mesure dépend de l'information recherchée par le gestionnaire d'ouvrage ainsi que l'état d'avancement du processus de corrosion [Aubagnac 2002].

Les techniques CND électriques et électrochimiques sont utilisées pour caractériser l'état de corrosion des armatures dans le béton. Les techniques CND faisant partie de cette catégorie sont : le potentiel de corrosion des armatures métalliques, la résistivité électrique du béton d'enrobage et la densité de courant de corrosion des armatures métalliques (ou vitesse de corrosion). Les principes physiques, les facteurs qui ont une influence sur la mesure elle-même, les représentations et interprétations et la complémentarité de ces différentes techniques de mesures sont décrits dans les paragraphes suivants.

2.1 Principe de mesure des techniques CND pour la corrosion du béton armé

Parmi les méthodes de CND permettant d'évaluer le risque de corrosion des armatures dans le béton, la mesure du potentiel de corrosion des armatures est la plus fréquente, étant donné son principe physique simple et sa facilité de mise en œuvre [Elsener 2003]. La mesure de résistivité électrique du béton d'enrobage est utilisée pour évaluer le risque de corrosion des zones étudiées ; les zones les plus propices au développement de la corrosion des armatures correspondant généralement à des zones dont les gradients d'humidité et/ou la concentration des espèces ioniques sont importantes [Andrade 1996a]. La densité de courant de corrosion permet de caractériser quantitativement l'état de corrosion des armatures dans le béton à un instant donné [Andrade 1996b, Andrade 1996a].

Ces différentes techniques sont basées sur des mesures de grandeurs électriques en lien avec une activité électrochimique. Plusieurs études [Andrade 2015, Polder 2001, Polder 2000, Monfore 1968] ont montré que dans le cas du béton, la circulation des charges ioniques se fait principalement par conduction électrolytique par l'intermédiaire de la solution interstitielle contenue dans les pores de la matrice cimentaire.

2.1.1 Potentiel de corrosion des armatures métalliques

La mesure de potentiel de corrosion renseigne qualitativement sur le risque et/ou de la probabilité (suivant le texte d'interprétation utilisé) de corrosion de l'armature. Elle ne permet pas de statuer sur la vitesse de corrosion de l'acier [Feliu 1996b, Huang 1996], car le potentiel de corrosion est une variable thermodynamique qui permet de caractériser un état thermodynamique sans considération cinétique [Poursaei 2007, Broomfield 2006, Rockwood 1986].

Lorsqu'une armature métallique est en cours de corrosion, des zones anodiques et cathodiques sont créées, et une différence de potentiel entre ces différentes zones apparaît. Cette différence de potentiel ne peut pas être mesurée directement mais elle peut être comparée au potentiel d'une autre électrode, appelée électrode de référence dont le potentiel est constant. La valeur de potentiel mesuré, par rapport à une électrode de référence, pourrait permettre de statuer sur l'état actif ou passif de l'armature. En déplaçant l'électrode de référence au droit de l'armature (sur le parement en béton), il est possible de localiser les zones anodiques et cathodiques de l'armature.

En électrochimie, l'électrode de référence absolue est l'électrode standard à l'hydrogène (notée ENH) et son potentiel est arbitrairement considéré comme nul ($E_{ENH}=0$ V) à toute température. Cette électrode n'est, en pratique, jamais utilisée par les corrosionnistes, qui lui préfèrent des électrodes plus facilement utilisables, tout du moins avec une mise en œuvre d'utilisation beaucoup plus simple. Une électrode de référence est composée d'un métal qui est plongé dans un électrolyte. Les principales électrodes de référence utilisées en génie-civil sont présentées dans le *Tableau 1-1* [Vervisch-Fortuné 2009, Recommandation PCRA 005 2006].

Tableau 1-1 : Principales électrodes de référence utilisées [Recommandation PCRA 005 2006].

Type d'électrode	Notation	Potentiel pris à 25°C par rapport à ENH (V)
Hg/Hg ₂ Cl ₂ , électrolyte KCl saturé	ECS	0,242
Ag/AgCl, électrolyte KCl saturé	SSCE	0,200
Cu/CuSO ₄ , électrolyte CuSO ₄ saturé	ESC	0,316

Le potentiel de corrosion (noté E_{corr}) correspond à la différence de potentiel entre l'armature dans le béton et l'électrode de référence placée à la surface du parement en béton. La *Figure 1-9* illustre le principe de la mesure de potentiel de corrosion entre l'électrode de travail (représentée par l'armature) et l'électrode de référence, connectées à un voltmètre haute impédance (>10 MΩ).

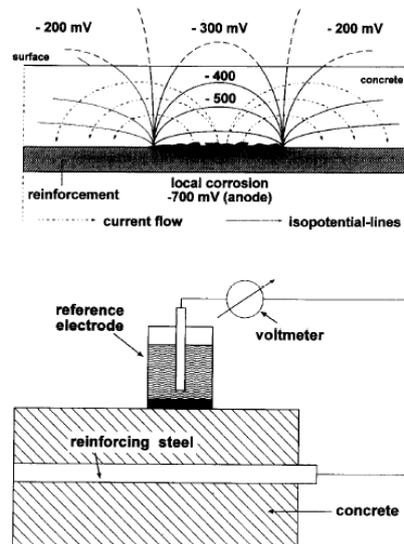


Figure 1-9 : Schéma de principe de la mesure de potentiel de corrosion [Mietz 1996].

2.1.2 Résistivité électrique du béton de surface

La résistivité électrique est une grandeur qui permet de localiser les zones humides et/ou polluées par des ions chlorure propices au développement de la corrosion [Pruckner 2004, Hunkeler 1996]. Elle constitue une indication qualitative indirecte du risque de corrosion des armatures dans le béton [Polder 2000, Andrade 1996b, Feliu 1996a].

La résistivité électrique²⁾ caractérise la capacité intrinsèque du béton d'enrobage, et d'un matériau en général, à s'opposer à la circulation d'un courant électrique [Eshbach 1990]. La résistivité électrique notée ρ est exprimée en $\Omega.m$ (unités du système international). Elle est calculée d'après l'Équation 14

²⁾ Contrairement à la résistance électrique, la résistivité électrique est une grandeur constante du matériau [Whiting 2003].

avec ΔV la différence de potentiel en V, I l'intensité du courant injecté en A et k un facteur géométrique en m.

$$\rho = k \frac{\Delta V}{I} \quad \text{Équation 14}$$

La plupart du temps sur ouvrage, la mesure de la résistivité électrique du béton *in-situ* concerne uniquement le béton de surface [Gowers 1993, Monfore 1968, Wenner 1915]. La *Figure 1-10* illustre le principe de mesure de la résistivité électrique du béton de surface [Naar 2006]. Il s'agit d'une adaptation du dispositif de Wenner utilisé en géologie [Wenner 1915]. Il est composé de quatre électrodes en ligne, distantes entre elles d'une même longueur (notée a). Les électrodes extérieures injectent un courant continu à travers le matériau, et les électrodes intérieures mesurent la différence de potentiel créée par la circulation du courant [Morris 1996, Millard 1991]. En utilisant cette méthode de mesure, l'expression de la résistivité électrique est dérivée de l'équation de base (*Équation 14*) avec le facteur géométrique k calculé d'après l'*Équation 15*.

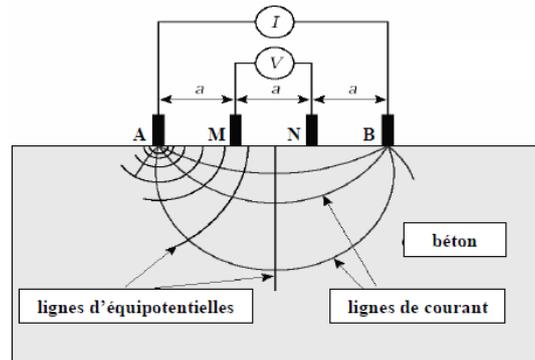


Figure 1-10 : Schéma de principe de la mesure de la résistivité électrique du béton de surface avec la sonde Wenner [Broomfield 2002b] from [Naar 2006].

$$k = 2\pi * a \quad \text{Équation 15}$$

La grandeur mesurée est, en réalité, la résistivité électrique apparente du matériau [Naar 2006] et elle ne peut pas être considérée comme étant la résistivité électrique réelle du matériau [Lataste 2002]. Elle dépend principalement, des résistivités électriques de l'ensemble des éléments composant le béton dans la zone investiguée ainsi que du dispositif de mesure [Cabassut 1996, Cabassut 1994]. La profondeur d'investigation est considérée égale à l'espacement entre les électrodes. En supposant le milieu homogène, le courant électrique injecté se répartit de façon graduée non-linéaire, c'est-à-dire que la répartition s'effectue plus en surface qu'en profondeur. Il est généralement admis que 90% du courant est propagé sur une épaisseur équivalente à l'écartement entre les électrodes [Lataste 2002, Millard 1991, Telford 1990, Antoine 1980].

La présence d'un élément conducteur à proximité de la surface d'injection (armatures métalliques ou couche de béton très humide) perturberait de façon significative la circulation du courant entre les électrodes extérieures [Morris 1996], c'est pourquoi la mesure est réalisée dans les mailles formées par les armatures [Polder 2001, Polder 2000, Cox 1997].

2.1.3 Densité de courant de corrosion des armatures métalliques

La densité de courant de corrosion permet de caractériser quantitativement l'état de corrosion des armatures dans le béton à un instant donné [Andrade 1996b, Andrade 1996a].

La densité de courant corrosion i_{corr} (exprimée en $\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2}$) est obtenue d'après la relation de Stern-Geary [Stern 1957] selon l'Équation 16, où : B est une constante égale à 26 mV pour des armatures dans un état actif ou égale à 52 mV pour des aciers passifs [Garciaz 2008, Andrade 2004, Andrade 1978], S est la surface d'armature polarisée (égale à $\pi * D_{armature} * L_{polarisée}$ en cm^2) et R_p est la résistance de polarisation (en $k\Omega$).

$$i_{corr} = \frac{B}{S * R_p} \quad \text{Équation 16}$$

En utilisant la loi de Faraday, la perte de masse de fer (exprimée en μg) peut être calculée d'après la valeur de i_{corr} en prenant en compte la surface exposée S et le temps, selon l'Équation 17.

$$m = \frac{M_{Fe}}{n_{Fe} * F} * i_{corr} * S * t \quad \text{Équation 17}$$

Avec : M_{Fe} la masse atomique du fer ($M_{Fe} = \sim 56 \text{ g}\cdot\text{mol}^{-1}$), n_{Fe} la valence des ions ferreux ($n_{Fe} = 2$) et F la constante de Faraday ($F \sim 96500 \text{ C}\cdot\text{mol}^{-1} \sim 96500 \text{ A}\cdot\text{s}\cdot\text{mol}^{-1}$).

La vitesse de corrosion V_{corr} (exprimée en $\mu\text{m}\cdot\text{an}^{-1}$) peut être déduite de la perte de masse en fer (exprimée en μg) et par conséquent de la densité de courant de corrosion (exprimée en $\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2}$), d'après l'Équation 18.

$$V_{corr} = \frac{m}{\rho_{Fe} * S * t} = \frac{M_{Fe}}{n_{Fe} * F * \rho_{Fe}} * i_{corr} \approx 11,6 * i_{corr} \quad \text{Équation 18}$$

Avec : ρ_{Fe} la masse volumique du fer ($\rho_{Fe} = \sim 7,86 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$).

La corrosion d'une armature dans un béton est souvent représentée d'après le schéma électrique de Randles [Andrade 2004, Conway 2004, Gonzalez 1985, Conway 1951, Randles 1947] (Figure 1-11), avec une résistance R_e qui représente la résistance électrique du béton d'enrobage mise en série avec un condensateur C_{dl} qui représente la double couche électronique à l'interface acier-béton, en parallèle d'une résistance R_p qui est la résistance de polarisation du système.

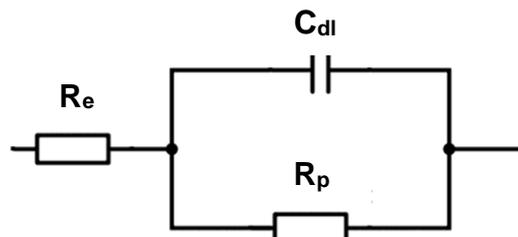


Figure 1-11 : Circuit électrique équivalent de Randles.

Il existe essentiellement deux techniques de mesure qui permettent de déterminer la résistance de polarisation R_p et par conséquent la vitesse de corrosion [Vedalakshmi 2011, Scully 2000, Andrade 1995, Keddarn 1994, Wenger 1986] : la spectroscopie d'impédance électrochimique ou la résistance de polarisation linéaire.

La spectroscopie d'impédance électrochimique est la technique de mesure qui fournit les informations les plus complètes pour comprendre le processus de corrosion de l'acier dans le béton lorsque les essais sont réalisés au laboratoire [Macdonald 2009, Breysse 2005, Luping 2002, Wenger 1986]. Mais elle n'est pas adaptée pour des mesures à réaliser sur ouvrage (temps d'acquisition de l'ordre de l'heure, besoin d'une alimentation en courant très stable ce qui est rarement le cas sur le terrain, besoin de maîtriser les surfaces d'étude et la géométrie du système électrochimique...). Pour simplifier l'utilisation de la spectroscopie d'impédance électrochimique, et pouvoir ainsi la rendre utilisable sur ouvrage, des méthodes de mesure sans contact sont actuellement en cours de développement [Keddarn 2011, Andrade 2008].

La mesure de la résistance de polarisation linéaire est la plus utilisée sur le terrain pour déterminer la vitesse de corrosion avec essentiellement deux modes de perturbations : potentiostatiques ou galvanostatiques. Ils ne modifient pas l'équilibre électrochimique de manière irréversible à condition que les intensités de perturbation restent dans le domaine linéaire de la courbe potentiodynamique $I=f(E)$ [Andrade 2004, Luping 2002, Cox 1997], à savoir proche du potentiel libre de corrosion, comme illustré sur la *Figure 1-12*.

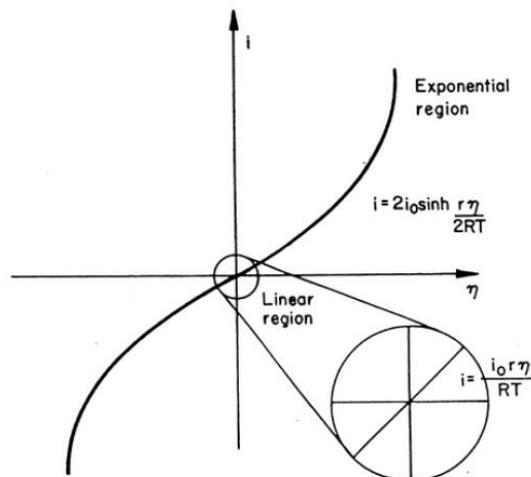


Figure 1-12 : Courbe de polarisation pour un système électrochimique réversible [Cox 1997].

- **Impulsion potentiostatique :**

La mesure de la résistance de polarisation linéaire par impulsion potentiostatique est majoritairement utilisée pour effectuer des mesures en laboratoire (avec des potentiostats stabilisés de laboratoire). Il existe quelques appareils de mesure sur ouvrage basés sur cette technique de mesure (Giatec iCOR de Giatec Scientific®), mais ils n'ont pas été utilisés dans la suite de ces travaux de thèse. Pour cette

raison la détermination de la résistance de polarisation linéaire par impulsion potentiostatique, est décrite que très succinctement.

La mesure de la résistance de polarisation linéaire par impulsion potentiostatique est déterminée à partir de l'état stationnaire de polarisation de l'armature [Nygaard 2009a, Nygaard 2009b, Gepraegs 2005, Luping 2002, Millard 1992b]. Les courbes de polarisation sont réalisées, par l'envoi d'une impulsion de potentiel comprise +/- 10 à 20 mV autour du potentiel de corrosion de l'armature. L'armature va de ce fait être polarisée, en restant toujours dans le domaine linéaire de la courbe de polarisation (+/-20 mV autour du potentiel de corrosion de l'armature) [Andrade 2004, Andrade 1978], comme indiqué sur la *Figure 1-12*. La pente des courbes de polarisation dans la zone linéaire est égale à l'inverse de la résistance électrique globale du circuit électrique équivalent de Randles [Andrade 2004, Conway 2004, Gonzalez 1985, Randles 1947] (*Figure 1-11*), qui est la somme de la résistance de polarisation de l'armature et de la résistivité électrique du béton d'enrobage [Gonzalez 1982, Andrade 1978]. Des diagrammes d'impédance réalisés pour des fréquences comprises entre 40 mHz et 100 kHz, avec une polarisation comprise entre +/- 10 à 20 mV autour du potentiel de corrosion de l'armature au repos, permettent de déterminer la valeur de la résistance électrique du béton d'enrobage.

- **Impulsion galvanostatique :**

La plupart des appareils de mesure utilisés sur ouvrage destinés à déterminer la densité de courant de corrosion sont basés sur la mesure de la résistance de polarisation linéaire par impulsion galvanostatique. La résistance de polarisation est déterminée par deux méthodes différentes suivant l'appareil utilisé : la méthode dite « stationnaire » ou la méthode dite « transitoire ».

Dans les deux cas, la mesure de la résistance de polarisation linéaire par impulsion galvanostatique est effectuée à partir de l'état stationnaire de polarisation de l'armature. Une impulsion de courant continu positif est envoyée à partir d'une électrode placée à la surface du parement en béton vers le réseau d'armature [Nygaard 2009b, Andrade 2001a, Andrade 1996b]. L'armature va, de ce fait, être polarisée, en restant toujours dans le domaine linéaire de la courbe de polarisation (+/-20 mV autour du potentiel de corrosion de l'armature) [Andrade 2004, Andrade 1978], comme indiqué sur la *Figure 1-12*.

Détermination de la résistance de polarisation par la méthode dite « stationnaire »

Le potentiel de corrosion est mesuré avant l'injection du courant de polarisation (I_{pol}) et à la fin de la période de polarisation lorsque la polarisation de l'armature a atteint un état stationnaire (plus d'évolutions de potentiel), respectivement noté $E_{corr,ini}$ et $E_{corr,pol}$. Il est généralement admis que l'état stationnaire est atteint au bout de 30 à 100 secondes de polarisation [Cox 1997]. La résistance de polarisation globale $R_{p,glob}$ du système est calculée à partir de l'*Équation 19* [Stern 1958, Stern 1957].

$$R_{p,glob} = \frac{E_{corr,pol} - E_{corr,ini}}{I_{pol}} \quad \text{Équation 19}$$

La résistance de polarisation calculée représente la résistance électrique globale du circuit électrique équivalent de Randles [Andrade 2004, Conway 2004, Gonzalez 1985, Randles 1947] (*Figure 1-11*), qui est la somme de la résistance de polarisation de l'armature et de la résistivité électrique du béton

d'enrobage [Gonzalez 1982, Andrade 1978]. Pour déterminer la résistance électrique du béton d'enrobage, la méthode généralement utilisée consiste à envoyer une impulsion électrique intense et très brève (inférieur à 2s) dans le béton, de manière à ne pas polariser l'armature. A partir du potentiel mesuré, il est possible de déterminer la valeur de la résistance électrique du béton d'enrobage [Mitzithra 2013, Luping 2002], en utilisant la loi d'Ohm classique.

Détermination de la résistance de polarisation par la méthode dite « transitoire »

Tout au long de la polarisation, la réponse du système acier-béton, qui se traduit par une évolution du potentiel de corrosion de l'armature, est enregistrée. La *Figure 1-13* présente l'évolution théorique du potentiel de corrosion pendant la phase de polarisation [Garciaz 2008].

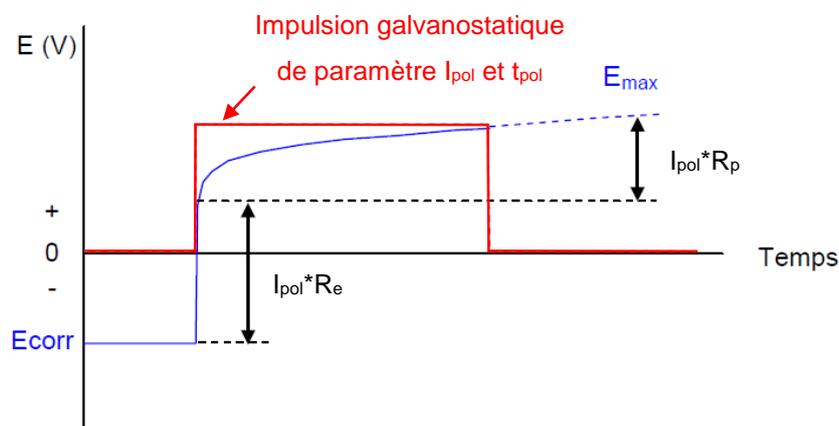


Figure 1-13 : Evolution du potentiel de corrosion d'une armature lors de l'impulsion galvanostatique [Garciaz 2008].

A partir du circuit électrique équivalent de Randles [Andrade 2004, Conway 2004, Gonzalez 1985, Randles 1947] (*Figure 1-11*), l'évolution temporelle du potentiel de corrosion $E_{corr}(t)$ peut être exprimée à partir du courant de polarisation appliqué I_{pol} et des éléments passifs du circuit électrique équivalent (la résistance électrique du béton d'enrobage R_e , le condensateur C_{dl} et la résistance de polarisation R_p) [Luping 2002, Elsener 1997b], comme présenté par l'Équation 20.

$$E_{corr}(t) = I_{pol} * R_e + I_{pol} * R_p \left(1 - e^{-\frac{t}{R_p * C_{dl}}} \right) \quad \text{Équation 20}$$

L'évolution temporelle du potentiel de corrosion $E_{corr}(t)$ (*Figure 1-13*) peut être décomposée en deux parties distinctes. Dès les premières secondes de polarisation, un saut de potentiel est observé. Il est dû à la chute ohmique induite par la résistance électrique du béton d'enrobage R_e , dont la valeur est déterminée à partir de la loi d'Ohm classique. La seconde partie de la courbe correspond à la polarisation progressive de l'armature. Le potentiel de corrosion tend vers une valeur finale stable, généralement appelée E_{Max} , qui est théoriquement atteinte après un temps de polarisation infini. Cette seconde partie de courbe permet de déterminer la résistance de polarisation R_p et la capacité du condensateur C_{dl} . Pour déterminer la résistance de polarisation R_p , deux méthodes de calcul sont utilisées [Elsener 2005, Elsener 1997b].

La première consiste à effectuer une régression logarithmique de la courbe de polarisation progressive de l'armature, qui permet de déterminer les valeurs inconnues R_p et C_{dl} [Elsener 2005, Elsener 1995]. Cependant, cette méthode demande des logiciels de traitement puissants, qui ne peuvent pas être intégrés dans les matériels de mesure utilisés *in-situ*.

La seconde méthode de calcul est basée sur une interprétation linéaire des courbes de polarisation [Bässler 2007], en transposant l'Équation 20 sous forme linéaire et en supposant que la valeur finale du potentiel de corrosion E_{Max} est égale au potentiel de corrosion à la fin de l'impulsion galvanostatique [Elsener 2005, Klinghoffer 1995], comme décrit par l'Équation 21. L'extrapolation de la droite pour $t=0$, permet de calculer la résistance de polarisation R_p . Puis la pente permet de déterminer la valeur de la capacité du condensateur C_{dl} .

$$\ln(E_{Max} - E_{corr}) = \ln(I_{pol} * R_p) - \frac{t}{R_p * C_{dl}} \quad \text{Équation 21}$$

2.2 Influence de quelques facteurs sur les techniques CND pour la corrosion du béton armé

La mesure de densité de courant de corrosion des armatures repose sur la détermination de la résistance de polarisation du système acier/béton qui est calculée à partir du suivi de l'évolution du potentiel de corrosion pendant la polarisation de l'armature et par la détermination de la résistance électrique du béton d'enrobage. C'est pourquoi, les facteurs qui ont une influence sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique du béton ont, également, une incidence sur la mesure de densité de courant de corrosion.

Les techniques CND utilisées dans le cadre du diagnostic de corrosion peuvent être influencées par plusieurs facteurs de différentes natures [Qian 2001, Eshbach 1990, Medgyesi 1988, Grimaldia 1986, Whittington 1981]. Ces facteurs dépendent principalement de l'environnement d'exposition de la structure mais également de certains paramètres de construction tels que la formulation du béton et l'épaisseur d'enrobage.

2.2.1 Epaisseur du béton d'enrobage

Comme mis en évidence par la *Figure 1-9*, la mesure de potentiel de corrosion ne peut pas être réalisée directement au niveau de l'armature métallique, à cause de l'enrobage de béton. Le potentiel mesuré à la surface du béton ne correspond donc pas au « véritable » potentiel de corrosion de l'armature [Cox 1997]. Le processus de corrosion de l'acier dans le béton est lié au développement de cellules de corrosion galvanique, dues à la coexistence de zones actives (anode) et de zones passives (cathode) sur une même armature [Broomfield 2006, Elsener 2002, Hausmann 1967]. La différence de potentiel entre ces cellules peut être importante, jusqu'à 500 mV ou plus [Rendell 2002, Elsener 1990]. La coexistence et la proximité de ces différentes zones provoquent une distribution volumique de la circulation des électrons de la zone anodique vers la zone cathodique. Le champ de courant, plus précisément l'intensité des lignes de courant à travers le matériau (I en mA), peut être déterminé à partir de la résistance électrique du béton (R_E en Ω) et des résistances électriques des réactions anodiques

et cathodiques (R_A et R_C en Ω) [Elsener 2002, Cox 1997, Elsener 1990]. L'Équation 22 [Elsener 1990] décrit ce phénomène avec ΔU la différence de potentiel entre les zones anodiques et cathodiques (en mV).

$$I = \frac{\Delta U}{R_E + R_A + R_C} \quad \text{Équation 22}$$

La circulation des lignes de courant dans le matériau induit un champ de potentiel dans le béton, qui se traduit par des lignes équipotentielles. Le potentiel mesuré, en surface au droit de l'armature, correspond à la ligne de potentiel qui se situe au niveau de la surface de l'électrode de référence [Elsener 2003, Rendell 2002, Grimaldi 1993, Elsener 1990]. La valeur de potentiel mesurée en surface peut donc être très différente de la valeur réelle à l'interface acier/béton. Ce phénomène est appelé « chute ohmique ».

La partie supérieure de la Figure 1-14 met clairement en évidence que plus l'épaisseur d'enrobage augmente (et donc la chute ohmique), plus les potentiels des zones anodiques et cathodiques deviennent similaires. Ainsi, le contraste entre les zones anodiques et cathodiques est difficile à identifier [Vedakshmi 2010, Elsener 2003]. La partie inférieure de la Figure 1-14 est une illustration de ce résultat à partir des coupes AA et BB indiquées sur la partie supérieure de la Figure 1-14.

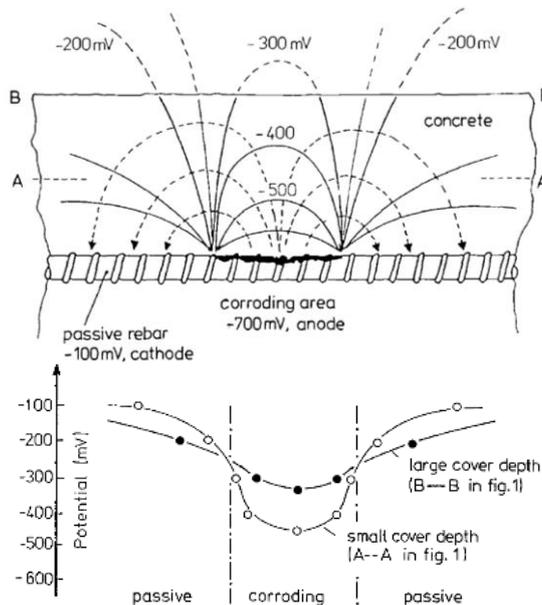


Figure 1-14 : Schéma de principe des champs de courant et de potentiel entre les zones anodiques et cathodiques (en haut) et de l'influence de l'enrobage sur les mesures de potentiel de corrosion (en bas) [Elsener 1990].

L'épaisseur du béton d'enrobage joue un rôle dans la détermination de la densité de courant de corrosion. A partir d'appareils de mesure utilisés sur ouvrage, plusieurs études [Wojtas 2004b, Wojtas 2004a, Song 2000, Elsener 1997a, Flis 1992] ont montré que plus la résistance électrique du béton d'enrobage est importante, plus l'intensité du courant de polarisation initiale est réduite au niveau de

l'armature. Dans le cas d'un béton très résistif, l'intégralité du courant de polarisation est consommé par l'effet de chute ohmique du béton d'enrobage [Cox 1997, Elsener 1997a].

2.2.2 Teneur en ions chlorure

Le transport des charges électriques dans le béton, est assuré par la mobilité des ions présents en solution dans la matrice cimentaire. La conductivité électrique d'une solution (σ_p en S) est calculée à partir de la concentration molaire (n_i en mol.L⁻¹), la mobilité (u_i en m².(s.V)⁻¹), le nombre de charges portées par l'ion en solution (z_i) et de la constante de Faraday (F), d'après l'Équation 23.

$$\sigma_p = \sum n_i * u_i * z_i * F \quad \text{Équation 23}$$

La conductivité électrique de la solution interstitielle du béton augmente avec la teneur en espèces ioniques. Cette augmentation est d'autant plus grande que la concentration ionique est élevée. Dans la littérature, il est admis que dans un béton, plus la teneur en ions chlorure est importante, plus le potentiel de corrosion devient électro-négatif [Sadowski 2013, Elsener 2003, Oh 2003, Elsener 1990, Grimaldia 1986]. Des plages de valeurs de potentiel de corrosion suivant l'exposition du béton ont été définies [Elsener 2003], elles sont indiquées dans le *Tableau 1-2*.

Tableau 1-2 : Gamme de potentiel de corrosion de l'acier dans un béton pollué par des ions chlorure et dans un béton sain [Elsener 2003].

Gammes de potentiel de corrosion des aciers dans du béton armé	
(mV/ESC)	
Béton humide en présence de chlorure	-600 à -400
Béton humide et sain	-200 à +100

La pénétration d'ions extérieurs de la surface vers le cœur du matériau abaisse également la résistivité électrique apparente du parement. Cette baisse est d'autant plus importante que la concentration ionique est élevée [McCarter 1996, Saleem 1996]. Plusieurs études ont confirmé cette tendance. Toutefois, les mécanismes d'interaction (entre les ions, la solution interstitielle et le matériau béton) sont complexes, les changements des propriétés électriques sont très difficilement quantifiables et sont à l'heure actuelle toujours inconnus [Guissi 2004, Pruckner 2004, Al-Zahrani 2003, Basheer 2001a, Hunkeler 1996, Henry 1964].

2.2.3 Carbonatation du béton

La carbonatation du béton entraîne une diminution de la porosité du béton, suite à la précipitation de la calcite. En premier, ce sont les pores de plus grand diamètre qui se « bouchent », ceux par lesquels se fait l'essentiel de la conduction électrolytique. Il a été montré que la porosité a une influence sur les propriétés électriques du matériau [Andrade 2000a, Rengaswamy 1994, Lakshminarayanan 1992]. De plus, la carbonatation provoque une diminution de l'humidité du béton, ce qui augmente sa résistance électrique [Raharinaivo 2001, Claisse 1999], et donc la chute ohmique du béton d'enrobage.

Broomfield (1994) a démontré que les potentiels de corrosion mesurés sur un béton carbonaté étaient « trompeurs », mais sans pouvoir en quantifier l'impact. Depuis, Elsener (2003) a montré que la carbonatation a un impact direct sur les valeurs de potentiel de corrosion en les rendant moins électro-négatifs, comme indiqué dans le *Tableau 1-3*. Ce résultat a, depuis, été confirmé par des études plus récentes [Verma 2014, Chansuriyasak 2010a, Chansuriyasak 2010b].

Tableau 1-3 : Gamme de potentiel de corrosion de l'acier dans des bétons carbonatés et dans des bétons sains [Elsener 2003].

Gammes de potentiel de corrosion des aciers dans du béton armé (mV/ESC)	
Béton humide et sain	-200 à +100
Béton humide carbonaté	-400 à +100
Béton sec carbonaté	0 à +200
Béton sec	0 à +200

La présence d'une couche de béton de surface carbonatée (qui de plus évolue en profondeur au fil du temps) pose de gros problèmes d'interprétation des mesures électriques, pour deux différentes raisons :

- la couche carbonatée présente une résistivité électrique plus importante que le béton sain situé en dessous. La résistivité électrique apparente est donc biaisée, ce qui pose des problèmes d'interprétation des mesures électriques [Lataste 2002, Claisse 1999, Millard 1992a] ;
- la résistance de contact entre la sonde Wenner et le parement en béton est très élevée ce qui rend la faisabilité de la mesure aléatoire [Claisse 1999, Weydert 1999]. Pour pallier ce problème, des auteurs proposent d'humidifier le parement en béton pendant plusieurs heures avant toute mesure [Weydert 1999].

2.2.4 Teneur en eau du matériau

Il est important de distinguer la teneur en eau dans la masse, à cœur du matériau, qui représente l'eau « emprisonnée » en profondeur dans le matériau considéré, et l'humidité de la couche superficielle, ou en surface, qui est l'eau contenue dans les premiers centimètres sur l'épaisseur du béton [Naar 2006, Lataste 2002]. Elles sont à différencier car la teneur en eau en surface est sujette à des variations importantes et rapides en fonction des interactions du parement avec l'environnement, principalement la température et l'humidité relative de l'air ambiant [Hussain 2011b, Ryu 2011, Hussain 2010, Basheer 2001a, Andrade 1999].

D'après Basheer [Basheer 2001a, Basheer 2001b], la couche superficielle du béton est comprise dans le premier centimètre du matériau et son humidité peut varier de 45 à 100%, alors que dans le matériau à cœur (au-delà d'1 cm de béton), la teneur en eau du béton est supérieure à 80%.

- En surface :

Afin d'assurer une bonne conduction électrique entre l'électrode de référence et l'armature (électrode de travail), en diminuant au maximum la résistance de contact, il est recommandé d'humidifier le

parement avant d'effectuer les mesures de potentiel de corrosion [ASTM C876 2015, ASTM C876 2009, Elsener 2003, ASTM C876 1999, Cox 1997].

Des études ont montré qu'après l'humidification du parement, le potentiel de corrosion devient plus électronégatif jusqu'à sa stabilisation [Keßler 2016, Nakamura 2008]. En humidifiant le béton, la résistance électrique interne en est par conséquent diminuée et la chute ohmique créée par l'épaisseur d'enrobage est réduite [Broomfield 2006, Jayanthan 2006]. Des mesures de potentiel de corrosion ont été effectuées sur un tablier de pont avant (béton sec) et après (béton humide) une averse de pluie. Le changement d'humidité du béton de surface a entraîné un décalage de toutes les valeurs de potentiels de -100 mV [Elsener 2003, Naish 1990, Vassie 1978]. D'après [Poursaee 2009], le potentiel est stable 15 minutes après l'humidification. Ces études apportent les mêmes conclusions, à savoir que l'humidification du parement abaisse les potentiels de corrosion, mais que les gradients de potentiel ainsi que la localisation des zones anodiques (représentées par les potentiels les plus faibles) ne sont pas modifiés.

La résistivité électrique apparente d'un béton évolue dans un rapport de 1 à 5 suivant le degré de saturation en eau de la couche superficielle [Naar 2006, Lataste 2003, Lataste 2002, Lataste 2001]. Il a été prouvé que le degré de saturation en eau du béton de surface est fortement conditionné par les conditions environnementales, à savoir la température et l'humidité relative de l'air ambiant [Hussain 2011b, Ryu 2011, Hussain 2010, Basheer 2001a, Andrade 1999].

- A cœur :

Le degré de saturation en eau du béton a une influence sur les mesures de potentiels de corrosion [Sabri 2013, Hussain 2011b, Elsener 2003, Snyder 2003, Carino 1999, Elsener 1992, Aguilar 1990, Elsener 1990] : pour un degré de saturation très important (<90%), le potentiel de corrosion atteint des valeurs très électronégatives (de l'ordre -1000 mV/ESC) sans pour autant être représentatif d'une zone anodique [Broomfield 2006, Soleymani 2004, Ansuini 1994]. En effet, un béton saturé en eau présente une très faible résistance électrique, et donc une chute ohmique négligeable [Hussain 2011a]. Les travaux de Elsener (2003) ont permis de déterminer les ordres de grandeurs des potentiels de corrosion mesurés suivant la saturation en eau du béton, comme indiqué dans le *Tableau 1-4*.

Tableau 1-4 : Gamme de potentiel de corrosion de l'acier dans des bétons pour différentes saturations en eau [Elsener 2003].

Gammes de potentiel de corrosion des aciers dans du béton armé (mV/ESC)	
Béton saturé en eau sans oxygène	-1000 à -900
Béton humide et sain	-200 à +100
Béton sec	0 à +200

La résistivité électrique d'un béton peut varier entre 10 Ω.m, quand il est saturé d'eau, et 10⁹ Ω.m lorsque celui-ci est très sec après un séchage en étuve [Whittington 1981]. Dans ce cas, la conduction électrique ne se fait plus par la solution interstitielle, mais par la phase solide du matériau. Plusieurs auteurs [Al-

Zahrani 2003, Hunkeler 1996, Saleem 1996, Woelfl 1979, GjØrv 1977] ont cherché une relation entre la résistivité électrique du béton et son degré de saturation, mais cette relation est différente suivant la formulation du béton (rapport e/c, nature du ciment, granulats et adjuvants) utilisée. Cependant, ces études tendent toutes vers la même conclusion : l'augmentation du degré de saturation entraîne une diminution de la résistivité électrique.

Plusieurs travaux [Polder 2001, Polder 2000, Fiore 1996, Polder 1994a, Polder 1994b, Polder 1991, Woelfl 1979] ont permis de déterminer des gammes de valeurs de résistivité électrique de béton en fonction de la composition et de l'environnement d'exposition du béton (teneur en eau, en chlorure ou en CO₂) à 20°C pour des bétons âgés de plus de 10 ans (*Tableau 1-5*).

Tableau 1-5 : Intervalles typiques des résistivités à 20°C, pour des bétons de plus de 10 ans [Polder 2001, Polder 2000].

Valeurs typiques des résistivités électriques du béton selon l'environnement		
(kΩ.cm)		
Environnement	Béton à base CEM I	Béton à base de laitiers (<65%), cendres volantes (>25%) ou fumées de silice (>5%)
Très humide, immergé, zone de marnage	5-20	30-100
Extérieur, exposé	10-40	50-200
Extérieur, abrité, peint, hydrofugé, non carbonaté (20°C, 80%HR)	20-50	100-400
Extérieur, carbonaté	100 et +	200-600 et +
Intérieur carbonaté (20°C, 50%HR)	300 et +	400-1000 et +

L'influence de la teneur en eau sur les mesures de vitesse de corrosion a été mise en évidence par Tuutti. Des mesures de vitesses de corrosion ont été réalisées sur des bétons carbonatés et pollués par des ions chlorure qui étaient placés dans des chambres à atmosphère contrôlée. Les résultats montrent que quel que soit le type de pollution (carbonatation ou ions chlorure), la vitesse de corrosion la plus élevée est obtenue pour des humidités relatives de l'ordre de 95% [Tuutti 1982]. La *Figure 1-15 a)* présente les résultats obtenus par Tuutti pour des bétons chlorurés. Les travaux de Goñi [Goñi 1990] ont confirmé et approfondi les travaux de Tuutti, ils sont présentés sur la *Figure 1-15 b)*. De nouvelles études ont, depuis, confirmé ces observations [Ahlström 2014, Bouteiller 2012a, Feliu 2005, Andrade 2003, Andrade 2002, Andrade 1998].

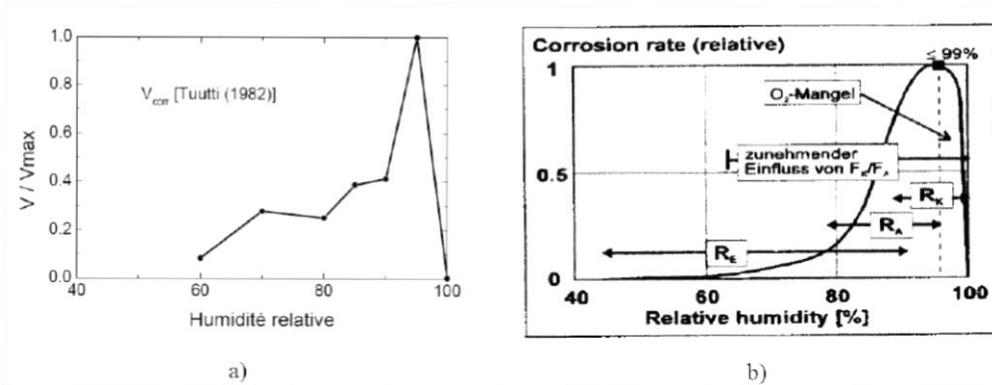


Figure 1-15 : Evolution expérimentale (a) et évolution électrochimique (b) de la vitesse de corrosion en fonction de l'humidité relative (from [Bouteiller 2007]).

2.2.5 Teneur en oxygène

La teneur en oxygène au niveau de l'armature est déterminante dans le processus de corrosion [Bertolini 2013, Poursaee 2007, Gulikers 2003, Raupach 1996a, Arup 1983], et elle est directement liée au degré de saturation en eau [Hussain 2008, Raupach 1996a, Raupach 1996b, GjØrv 1986]. Dans un béton saturé en eau (degré de saturation important >90%), l'oxygène diffuse lentement dans le matériau [Hussain 2010], et par conséquent, les différentes réactions de corrosion cathodiques s'en retrouvent freinées (Équation 3). Il en résulte, des valeurs de potentiel de corrosion très électronégatives (jusqu'à -1000mV/SCE, cas de structures immergées) sans pour autant que l'acier soit à l'état actif [Bertolini 2013, Assouli 2008, Broomfield 2006, Ansuini 1994]. Au contraire dans un béton très sec, l'oxygène diffuse aisément par le réseau poreux du béton, mais sans la présence d'eau, les réactions de corrosion ne peuvent pas avoir lieu par manque d'électrolyte. Plusieurs études [Saetta 1995, Van Balen 1994, Verbeck 1958] ont permis de mettre en évidence l'existence d'une gamme d'humidité du béton, et donc de teneur en oxygène, où la corrosion est maximale ; une teneur en eau de 60% est considérée comme la plus critique.

2.2.6 Température

Les propriétés électriques de la solution interstitielle du béton sont dépendantes de la température ambiante. L'augmentation de la température implique une augmentation de la mobilité et de la solubilité des ions en solution [Deus 2014, Broomfield 2006, Gonzalez 1991]. Dans ces conditions, le béton devient meilleur conducteur électrique. Cela entraîne une diminution de la résistivité électrique du matériau [McNeill 1980].

La température a un effet négligeable sur les mesures de potentiel de corrosion [ASTM C876 2015, Sabri 2013, ASTM C876 2009, Nakamura 2008, Poursaee 2007, Elsener 2003, ASTM C876 1999]. Cependant, les potentiels des électrodes de référence (Tableau 1-1) sont donnés pour une température de 25°C. La valeur de potentiel prise par l'électrode de référence pour une température différente de 25°C doit être corrigée. La recommandation du CEFRAFOR [Recommandation PCRA 005 2006] préconise l'utilisation de la formule suivante (Équation 24), où E₀ est le potentiel de l'électrode de

référence à 25°C (*Tableau 1-1*) et dE/dt est le ratio d'évolution du potentiel par degré propre à chaque électrode de référence³⁾ (*Tableau 1-6*).

$$E = E_0 + \frac{dE}{dt}(t - 25) \quad \text{Équation 24}$$

Tableau 1-6 : Données concernant le ratio « dE/dt » des principales électrodes de référence utilisées [Recommandation PCRA 005 2006].

Type d'électrode	dE/dt (mV.°C ⁻¹)
Hg/Hg ₂ Cl ₂ , électrolyte KCl saturé	-0,76
Ag/AgCl, électrolyte KCl saturé	-0,65
Cu/CuSO ₄ , électrolyte CuSO ₄ saturé	0,90

Plusieurs études ont cherché à établir une relation entre la résistivité électrique et la température [Woelfl 1979, Monfore 1968, Spencer 1937]. La courbe de correction obtenue n'est pas suffisamment précise et difficilement utilisable [Lataste 2002]. C'est pourquoi, pour évaluer l'influence de la température sur la résistivité du béton, plusieurs auteurs [Lataste 2002, Polder 2001, Polder 2000, Gowers 1993, Hope 1985, McCarter 1981] recommandent l'utilisation de la relation empirique de Hinrichsen et Rasch (1908), décrite par l'Équation 25.

$$\rho_1 = \rho_2 * e^{A(\frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2})} \quad \text{Équation 25}$$

Avec ρ_1 la résistivité électrique à la température T_1 (en $\Omega.m$), ρ_2 la résistivité électrique à la température T_2 (en $\Omega.m$), T_1 et T_2 les températures correspondantes (en K) et A la constante dépendante du béton (en K).

Il est recommandé d'effectuer les mesures de résistivités pour des températures ambiantes comprises entre 0 et 40°C [Polder 2001, Polder 2000]. Il a été prouvé au travers de plusieurs études, qu'en moyenne une diminution de la température de 2°C provoque une augmentation de la résistivité électrique de l'ordre de 5 à 10% [Naar 2006, Polder 2001, Polder 2000, Gowers 1993]. Il est généralement admis que pour des variations de température inférieures à 3°C, les effets de la température peuvent être négligés [Lataste 2002, Polder 2001, Polder 2000].

A partir de mesures de densité de courant de corrosion réalisées sur des bétons carbonatés à plusieurs températures de -20 à 30°C, il a été montré que la vitesse de corrosion suit une évolution exponentielle en fonction de la température [Tuutti 1982]. Des études plus récentes menées par Broomfield à partir d'un système de monitoring de vitesse de corrosion dans un tunnel du réseau autoroutier Américain,

³⁾ Les valeurs du ratio « dE/dt » varient en fonction des sources, des données contradictoires existent. Les données présentées sont celles préconisées par le CEFRAFOR, qui précise que des études supplémentaires sont nécessaires.

ont mis en évidence que la vitesse de corrosion fluctue d'un facteur de 2,5 pour des températures variant de 2 à 25°C [Broomfield 2006, Broomfield 2003, Broomfield 2002a].

2.3 Influence de différents facteurs sur la résistivité électrique

2.3.1 Formulation du béton

a) Rapport eau/ciment

La résistivité électrique du béton est inversement liée au rapport eau sur ciment (E/C) du béton, mais la relation entre ces deux grandeurs diffère selon les auteurs [Guissi 2004, Lataste 2002, Hughes 1985, Whittington 1981, Woelfl 1979, Hammond 1955].

b) Nature du ciment

La résistivité électrique du matériau est fonction du ciment utilisé :

- un béton composé de ciment alumino-calcaïque a une résistivité électrique de 10 à 20 fois supérieure à celle obtenue avec un ciment Portland classique avec le même rapport E/C et la même hydratation [Monfore 1968, Hammond 1955] ;
- pour des bétons fabriqués à partir de différents ciments, dans les mêmes conditions de conservation et de mesure, les rapports de résistivité varient entre 1 et 100 [Neville 2011].

c) Granulats

L'effet des granulats sur les propriétés électriques d'un béton repose sur 3 éléments [Angst 2014, McCarter 1981, Whittington 1981, Monfore 1968] : la quantité totale (qui correspond au volume), la nature et la répartition granulométrique des granulats.

L'augmentation de la résistivité avec l'augmentation de la fraction volumique des granulats a donné lieu à une corrélation « qualitative » [Guissi 2004, Princigallo 2003, Ping 1988, Hughes 1985, Woelfl 1979]. Le type de gravier utilisé a un impact sur la variabilité des mesures, mais que plus le contraste de résistivité entre les granulats et la pâte de ciment est important, plus la variabilité des mesures diminue [Lataste 2002, Morris 1996, Monfore 1968]. L'augmentation du diamètre du plus gros granulats provoque une augmentation de la variabilité des mesures [De Larrard 2010, Morris 1996], et que la variabilité des mesures augmente avec l'hétérogénéité de la distribution granulométrique [Guissi 2004, Tumidajski 1996].

d) Adjuvants et additifs

Les adjuvants ont un impact sur les propriétés électriques du matériau, soit par la nature chimique du « nouveau » béton (avec adjuvants) [Lakshminarayanan 1992] ou soit par leurs effets sur le réseau poreux du matériau [Perlot 2013, Cabrera 1994]. Il a été prouvé que l'ajout de cendres volantes augmente la résistivité de façon significative en réduisant la porosité du matériau mais sans pour autant déterminer une relation entre ces deux grandeurs [Neville 2011, Bapat 2001, Baweja 1996]. Le même constat a été fait pour l'ajout de fumée de silice [Dotto 2004, Berke 1992, Cao 1991].

e) Age du béton

En « vieillissant » le béton sèche, les réactions d'hydratation (consommation de l'eau de gâchage) ont lieu de manière asymptotique. La résistivité électrique suit la même évolution [Neville 2011, Lakshminarayanan 1992].

f) Synthèse

Les travaux de Lataste [Lataste 2003, Lataste 2002, Lataste 2001] sont venus compléter ces résultats, en déterminant les plages de résistivité électrique en fonction du type de béton utilisé suivant une qualification mécanique (*Tableau 1-7*).

Tableau 1-7 : Gammes de résistivité électrique suivant le type de béton utilisé [Lataste 2002].

Type de béton	Résistivité électrique (kΩ.cm)
Béton ordinaire (35 MPa)	50-140
Béton auto-plaçant (35 MPa)	30-100
Béton à hautes performances (65 MPa)	85-150
Béton de fibres métalliques	8-40

2.3.2 Porosité

Le profil de la porosité (quantité, taille, connectivité et tortuosité) du matériau conditionne fortement la résistivité électrique globale du matériau. D'après plusieurs auteurs, plus la porosité est élevée, plus la résistivité est basse [Lataste 2002, Cabrera 1994, Gu 1993].

Des études récentes utilisent la mesure de résistivité électrique comme outil de laboratoire, afin d'évaluer différentes caractéristiques du béton. Selon eux, il est possible : d'évaluer la porosité des bétons [Andrade 2000a, Rengaswamy 1994, Lakshminarayanan 1992], de qualifier la sensibilité d'un béton à la pénétration des espèces agressives [Andrade 2000a, Cabassut 1996, Lakshminarayanan 1992] et de s'en servir comme indicateur de durabilité potentielle du béton [Baroghel-Bouny 2004].

2.3.3 Espacement entre les électrodes de la sonde Wenner

La dispersion des mesures dépend de l'écartement entre les électrodes de mesure par rapport au diamètre du plus gros granulat [Chen 2014, Salehi 2013, Gowers 1999, Morris 1996, Millard 1992a, Millard 1991] ; plus l'espacement inter-électrodes est proche du diamètre du plus gros granulat, plus les mesures sont dispersées.

Pour pallier ce problème, les auteurs recommandent d'utiliser un espacement minimal entre les électrodes d'au moins 1,5 fois le diamètre du plus gros granulat, ainsi l'écart-type entre les mesures descend aux alentours de 5% [Breyse 2005]. Sur ouvrage, il est recommandé d'utiliser une sonde de Wenner avec un espacement inter-électrodes de 5 cm [Polder 2001, Polder 2000, Cox 1997].

2.4 Cas particulier de la mesure de densité de courant de corrosion

Bien que très fiable en laboratoire, la mesure de densité de courant de corrosion n'est pour le moment que très peu utilisée sur ouvrage *in-situ* [Breysse 2005]. Son principe de mesure électrochimique « difficile », les approximations de différents calculs et l'appareil de mesure utilisé [Breysse 2005, Andrade 2004, Andrade 2001a, Andrade 1996b, Andrade 1990] sont autant de facteurs supplémentaires qui rendent questionnable la fiabilité et la reproductibilité des mesures sur site [Breysse 2005, González 1995, Sagues 1992].

2.4.1 Estimation de la constante B

La constante **B** (exprimé en mV) correspond au facteur de Stern-Geary [Stern 1957], et est utilisé dans la formule de détermination de la densité de courant de corrosion (*Équation 16*). Le facteur **B** est calculé à partir des pentes des courbes de polarisation anodiques et cathodiques dans la partie linéaires des courbes de Tafel [Andrade 1978, Stern 1958, Stern 1957]. En pratique, il est très difficile de déterminer la valeur de **B**, puisqu'elle dépend du système acier-béton analysé (*Tableau 1-8*).

Tableau 1-8 : Gamme de valeur de la constante B selon plusieurs études.

Intervalle de valeur du facteur B	Etat de corrosion de l'armature	Référence
26 mV	Corrodée	[Stern 1957]
26 mV 52 mV	Corrodée Passive	[Andrade 1978]
50 mV	Passive	[John 1981]
De 25 à 52 mV	De passive à corrodée	[Broomfield 1996]
De 13 à 52 mV	Fonction du système étudié	[Cox 1997]
De 8 mV à l'infini	4 cas d'étude différents : sain, corrosion généralisée, corrosion par piqure et corrosion généralisée et par piqure	[Song 2000]
Forte variabilité	Fonction du système étudié	[Vu 2011]

Par retour d'expérience, la valeur retenue pour **B** est de 26 mV pour les armatures corrodées et de 52 mV pour les aciers passivés [Andrade 2004, Andrade 1978] après calibrage avec des essais de perte de masse par gravimétrie. Cependant, la valeur de B utilisée par les différents appareils utilisés sur ouvrage est de 26 mV [Andrade 2004]. Donc lorsqu'une mesure *in-situ* est effectuée sur une armature passive, l'erreur intrinsèque commise dans l'estimation de la vitesse de corrosion est égale à un facteur deux (ce qui est en général négligeable par rapport aux dispersions de mesure rencontrées suite à l'influence des autres facteurs).

2.4.2 Conditions environnementales

La mesure de vitesse de corrosion est influencée par les conditions environnementales de température et d'humidité relative [Bouteiller 2012a, Broomfield 2006, Andrade 2001a, Andrade 1998]. En

laboratoire, il est très facile de dissocier les effets de la température et de l'humidité relative sur les mesures de vitesses de corrosion, en utilisant des chambres à atmosphère contrôlée en température et en hydrométrie. Mais dans le cas des mesures réalisées *in-situ*, ces conditions environnementales ne peuvent pas être dissociées et interagissent entre elles [Alhozaimy 2012, Bouteiller 2012a, Breysse 2005, Andrade 2001a, Andrade 1998, Andrade 1996b]. Dans le cadre du projet national ANR AppleT, le groupe de travail GT3 « Diagnostic électrochimique des ouvrages dégradés » portait sur les mesures de courant de corrosion. L'objectif du GT3 était de formuler des lois mathématiques pouvant compenser les erreurs de mesures liées à l'appareil utilisé et aux conditions environnementales du milieu, à partir de mesures réalisées sur des dalles expérimentales en laboratoire. Ces lois ont par la suite été testées sur ouvrage. Il en ressort que la mesure de densité de courant de corrosion est trop dépendante de divers paramètres, pour disposer de valeurs précises. [Bouteiller 2010a, Bouteiller 2010b, L'Hostis 2010a, L'Hostis 2010b, Laurens 2010a, Laurens 2010b, Marie-Victoire 2010a, Marie-Victoire 2010b, Vallot 2009, Bouteiller 2008, Garciaz 2008, Bouteiller 2007].

Afin de s'affranchir des conditions environnementales sur la détermination de la « vraie » valeur de vitesse de corrosion, il est recommandé d'effectuer les mesures plusieurs fois dans l'année à différentes saisons [Andrade 2004, Frølund 2003, Frølund 2002, Broomfield 1993]. La moyenne des résultats obtenus est considérée comme la valeur « vraie » de vitesse de corrosion.

2.4.3 Type de corrosion

Dans le calcul de la densité de courant de corrosion (*Équation 16*), la surface polarisée **S** est une constante qui dépend de l'appareil de mesure utilisé. La valeur mesurée est une valeur moyenne qui concerne la surface localement polarisée de l'armature [Breysse 2005, Andrade 2004, Andrade 1978].

Dans le cas d'une corrosion généralisée, la mesure de vitesse de corrosion correspondante est représentative de l'état de corrosion de l'armature considérée [Neville 2011, Kouřil 2006, Andrade 2004, Scully 2000, Millard 1992b]. En revanche, dans le cas d'une corrosion par pique, le calcul de la densité de courant de corrosion ne représente pas une distribution homogène [Breysse 2005, Andrade 2004, Cox 1997]. La surface polarisée est composée d'une zone anodique très localisée (piques) et d'une grande zone cathodique. La densité de courant de corrosion calculée est minimisée, et donc la vitesse de corrosion résultante est sous-estimée [Darmawan 2010, Nygaard 2009a, Broomfield 2000, Rapa 1999].

2.4.4 Estimation de la surface polarisée

La surface d'armature polarisée dépend du diamètre de l'armature et de la longueur polarisée (égale à $\pi * D_{armature} * L_{polarisée}$). Si le diamètre de l'armature peut être facilement connu (soit par les plans de construction ou soit par une mise à nu de l'armature), la longueur d'armature polarisée est une inconnue [Breysse 2005, Cox 1997]. Pour que les lignes de courant restent confinées à l'intérieur de la zone polarisée, les fabricants ont équipé les appareils de mesure d'anneaux de confinement. Les électrodes de mesure *in-situ* sont circulaires et sont composées de 3 électrodes différentes :

- l'électrode de référence, qui permet de suivre l'évolution du potentiel de corrosion lors de la polarisation de l'armature, est placée au centre de l'électrode de mesure ;
- l'anneau d'injection qui injecte le courant de polarisation, est placé à une certaine distance du centre de l'électrode de mesure (suivant les appareils) ;
- l'anneau de confinement qui confine les lignes de champ du courant de polarisation, est placé à une certaine distance du centre de l'électrode, elle est située le plus à l'extérieur.

Les techniques de confinement modulé et statique sont les plus utilisées [Andrade 2004].

- Confinement modulé :

Le confinement modulé des lignes de champ est effectué à partir du suivi du potentiel de corrosion réalisé par 2 électrodes de référence supplémentaires (notées S_1 et S_2) qui sont situées à une certaine distance de l'électrode de référence principale (notée S_0), comme décrit sur la *Figure 1-16*. Avant de commencer, la mesure de densité de courant de corrosion, un courant « essai » est appliqué au système acier-béton. La réponse en potentiel est analysée. La différence de potentiel entre les électrodes de référence S_1 et S_2 est déterminée. Lors de la mesure de densité de courant de corrosion, un courant de confinement est appliqué à l'armature via l'anneau de confinement, de manière à garder la différence de potentiel entre les électrodes de référence S_1 et S_2 constante et égale à la valeur initiale tout au long de la mesure. Si cette différence de potentiel est maintenue constante, cela implique que le confinement des lignes de champ a réussi et que la longueur d'armature polarisée est connue [Andrade 2012, Nygaard 2009a, Nygaard 2009b, Andrade 2005, Andrade 2004, Wojtas 2004a, Luping 2002].

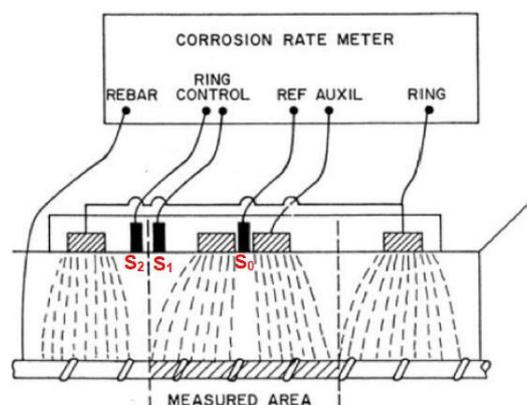


Figure 1-16 : Schéma de principe d'une électrode de mesure à confinement modulé [Luping 2002].

- Confinement statique :

Le confinement statique des lignes de champ repose sur le suivi de la différence de potentiel entre la contre-électrode et l'anneau de confinement. Au début de la mesure, les potentiels de la contre-électrode et de l'anneau de confinement sont déterminés. Leur différence doit être maintenue constante tout au long de la mesure par l'injection du courant de confinement. Si cette différence de potentiel est maintenue constante, cela implique que le confinement des lignes de champ a réussi et que la longueur

d'armature polarisée est connue [Nygaard 2009a, Nygaard 2009b, Poursaee 2009, Poursaee 2007, Wojtas 2004b, Luping 2002].

Plusieurs études [Nygaard 2009a, Nygaard 2009b, Poursaee 2008, Gepreags 2005, Wojtas 2004b, Wojtas 2004a] tendent à invalider le calcul de la vitesse de corrosion des armatures (*Équation 16*) étant donné que la surface d'armature polarisée n'est pas celle circonscrite par l'anneau de confinement. Ces différents constats ont montré que l'efficacité des anneaux de confinement utilisés sur les appareils de mesure *in-situ* pouvait être mise en doute pour plusieurs raisons :

- lors de l'utilisation de l'anneau de confinement, le courant de polarisation total est égal à la somme du courant de polarisation et du courant de confinement. La contre-électrode et l'anneau de confinement ne doivent pas être considérés comme 2 électrodes discrètes mais plutôt comme une seule et même électrode de grande taille, qui participent à la polarisation de l'armature. Cependant, il semblerait *a priori* que les appareils de mesure prennent en compte ce paramètre dans le calcul de la densité de courant de corrosion [Nygaard 2012, Poursaee 2010, Nygaard 2009a, Nygaard 2009b, Poursaee 2008, Gepreags 2005] ;
- le courant de polarisation semble être confiné uniquement lorsque l'armature présente une corrosion généralisée ou que la piqure de corrosion localisée est située juste en dessous de l'électrode. Dans le cas où l'armature située en dessous de la sonde est passive, la polarisation s'étend sur une distance d'environ 50 cm par rapport l'emplacement de la sonde. Si une zone de corrosion localisée se situe juste à côté de l'emplacement de la sonde, la majeure partie de l'impulsion de courant va se diriger vers cette zone de corrosion et ainsi mesurer la densité de courant de corrosion en dehors de la zone située sous la sonde [Nygaard 2012, Nygaard 2009a, Nygaard 2009b, Poursaee 2008, Wojtas 2004a, Wojtas 2004b, Flis 1992] ;
- lorsque l'armature est passive ou présente une corrosion généralisée, l'anneau de confinement peut provoquer un sur-confinement car la densité de courant de polarisation n'est pas répartie de façon homogène. Dans ce cas, la polarisation de l'armature est plus importante au droit de la contre-électrode que sur le reste de la surface théorique de polarisation [Mitzithra 2013, Laurens 2010a, Laurens 2010b, Wojtas 2004a, Laurens 2001] ;
- des études [Poursaee 2010, Andrade 2004] ont montré que la présence de fissure conduit à une répartition non-homogène de la densité de courant de polarisation, qui s'effectue de manière préférentielle par les fissures. Ainsi, lorsque des fissures sont présentes au-dessus de zones de corrosion, la polarisation de l'armature est supérieure à 20 mV, la polarisation de l'armature n'est plus effectuée dans le domaine linéaire de la courbe de polarisation (*Figure 1-12*). Le calcul de la vitesse de corrosion des armatures par l'équation de Stern-Geary (*Équation 16*) n'est pas valide.

Ces différentes considérations conduisent, d'une part, à émettre des réserves quant à la fiabilité de la mesure, et d'autre part, à être très prudent dans l'utilisation et l'interprétation de ces mesures. Des études complémentaires ont montré que le confinement modulé apportait de meilleurs résultats que le confinement statique [Andrade 2012, Martinez 2008, Andrade 2005, Andrade 2004, Andrade 1995].

2.4.5 Appareil de mesure

Les deux principaux appareils de mesure utilisés sur ouvrage sont : le GECOR Corrosion Rate Meter de la société GEOCISA® [GEOCISA 2014] et le GalvaPulse GP-5000 de la société Germann Instrument® [Germann Instruments 2012]. Ces deux appareils de mesure sont basés sur la résistance linéaire de polarisation par impulsions galvanostatiques, mais avec une technique de confinement différente. Les caractéristiques principales de ces appareils de mesure sont présentées dans le *Tableau 1-9*.

Tableau 1-9 : Caractéristiques principales des appareils de mesure in-situ de la vitesse de corrosion : GECOR et GalvaPulse.

	GECOR	GalvaPulse
Fabricant	GEOCISA	Germann Instrument
Electrode de référence	Cu/CuSO ₄	Ag/AgCl
Technique de mesure	Résistance linéaire de polarisation	Impulsion galvanostatique
Technique de confinement	Modulé	Statique
Longueur polarisée théorique	105 mm	70 mm
Courant de polarisation	<10 µA	5 à 450 µA
Temps de polarisation	100 s	10 à 75 s
Valeur du facteur B	26 mV	26 mV
Prise en compte de la chute ohmique	Oui	Oui
Fréquence d'échantillonnage		10 Hz la 1 ^{ère} seconde puis 5 Hz
Visionnage de la courbe de polarisation	Non	Oui
Durée d'une mesure	180 à 300 s	15 à 80 s

Plusieurs études ont comparé les vitesses de corrosion obtenues à partir de ces appareils de mesure *in-situ* à des mesures en laboratoire, telles que des mesures au potentiostat de laboratoire et/ou des mesures de perte de masse par gravimétrie (*Tableau 1-10*).

Tableau 1-10 : Gamme des facteurs de sur ou sous-estimation de la vitesse de corrosion selon plusieurs études.

Référence	Corps d'épreuve	GECOR	GalvaPulse	Outil de comparaison
[Sehgal 1992]	2% massique de chlorures ajouté au gâchage	équivalent		Potentiostat de laboratoire
[Luping 2002]	0% de chlorure ajouté au gâchage	équivalent	surestimation	Perte de masse par gravimétrie
	De 1,5% à 6% de chlorure (par rapport à la masse de ciment) ajoutés au gâchage	x6	équivalent	
[Goltermann 2002]	Cycle immersion/séchage dans une solution à 2% de chlorures	/10	équivalent	Perte de masse par gravimétrie
[Liu 2003]	De 0 à 7,2 kg/m ³ de chlorure ajoutés au gâchage		/4 à /6	Perte de masse par gravimétrie
[Petersen 2003b]	Pont autoroutier soumis à des sels de déverglaçage depuis 30 ans	/10	équivalent	Perte de masse par gravimétrie
[Wojtas 2004a]	Simulation de corrosion uniforme	équivalent		Simulations numériques
	Simulation de corrosion localisée	/1,6 à /4		
[Gepreags 2005]	Tous types : ouvrage et laboratoire, acier classique et inoxydable	x11	x50	Inter-appareil
[Nygaard 2009b]	0% de chlorure (par rapport à la masse de ciment) ajouté au gâchage	x10	x100	Potentiostat de laboratoire
	4% de chlorures (par rapport à la masse de ciment) ajoutés au gâchage	/10	/2	

Les conclusions de projets nationaux « Benchmark des poutres de la Rance » [Poupard 2007, Poupard 2006, Poupard 2005, Poupard 2004] et du projet ANR AppleT [Laurens 2010b, Marie-Victoire 2010b, Marie-Victoire 2010a] montrent que les appareils de mesure *in-situ* surestiment les valeurs de densité de corrosion, et par conséquent les vitesses de corrosion, par rapport aux mesures réalisées en laboratoire. Ces résultats ont été confirmés par des études plus récentes [L'Hostis 2012, Marie-Victoire 2012, Vedalakshmi 2010, Poursaee 2008].

2.5 Méthodes de traitement et d'interprétation des mesures de corrosion

Le traitement et l'interprétation des mesures de potentiel de corrosion, de résistivité électrique et de densité de courant de corrosion peuvent être réalisés suivant différents formalismes issus de travaux de recherche et développement (COST 509 et RILEM TC-154) et de normalisation (ASTM C876).

Le premier point de ce paragraphe présente les différentes méthodes possibles de représentation des données. Puis dans un second temps, les avantages, inconvénients et limites des interprétations proposées dans la littérature seront discutés.

2.5.1 Traitement et représentation des données

Différents guides et recommandations, voire normes, proposent des représentations types. Cependant dans la littérature des auteurs proposent également des représentations différentes. Elles sont spécifiques à chaque méthode de mesure de la corrosion.

2.5.1.1 Potentiel de corrosion des armatures

Les différents documents présents dans la littérature s'accordent tous sur les mêmes représentations des résultats [ASTM C876 2015, ASTM C876 2009, Elsener 2003, ASTM C876 1999, Cox 1997] : les positions des points de mesure et les valeurs de potentiel associées doivent être renseignées dans un tableau et/ou directement représentées sur un plan de la zone.

Dans le cas où un nombre important de données a été acquis, la représentation des données peut être complétée par des cartographies en iso-potentiel et/ou en contours :

- cartographie iso-potentiel : en renseignant, dans un logiciel dédié, les coordonnées et la valeur associée à chaque point de mesure, les lignes de même niveau (équipotentiel) sont calculées et représentées graphiquement. La norme ASTM C876 [ASTM C876 2015, ASTM C876 2009, ASTM C876 1999] précise que la différence entre deux lignes de niveau doit être de 10 mV, alors que la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003] indique un pas de 50 mV. Un exemple est donné sur la *Figure 1-17* (à gauche) ;
- cartographie des contours : chaque point de mesure est représenté par un carré (de taille adéquate par rapport à la grille de mesure) de couleur. La recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003] propose une échelle de couleur, où l'intervalle maximal associé à chaque couleur ne doit pas être supérieur à 50 mV. Un exemple est donné sur la *Figure 1-17* (à droite).

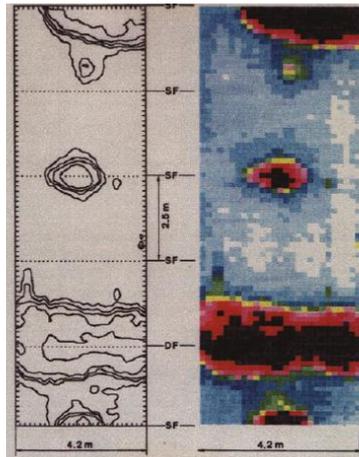


Figure 1-17 : Cartographies iso-potentiel (à gauche) et des contours (à droite) [Elsener 2003].

Plusieurs auteurs [Bertolini 2013, Germann Instruments 2012, Elsener 2003, Newman 2003, Grantham 1997] proposent, également, de représenter les données de potentiel de corrosion par une cartographie en trois dimensions. L'axe vertical z représente les valeurs de potentiels de corrosion aux coordonnées x/y correspondantes. Un exemple est donné sur la Figure 1-18.

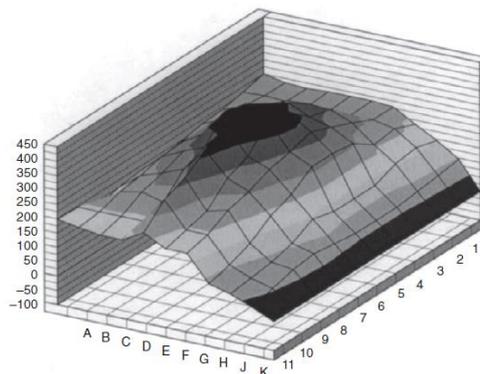


Figure 1-18 : Représentation des potentiels de corrosion par une cartographie 3D [Grantham 1997].

En complément des cartographies de potentiel, il est recommandé de procéder à un traitement statistique des données, si les mesures ont été effectuées suivant une grille de mesure régulière (une mesure tous les 10 cm par exemple). Les représentations des données peuvent être pertinentes sous forme d'histogrammes, de distribution de fréquences ou de probabilités cumulées. En recalant une courbe de distribution de probabilité (généralement une gaussienne est la plus adaptée) il est possible d'estimer la valeur moyenne, l'étendue et la symétrie de la distribution. Un exemple est donné sur la Figure 1-19 (à gauche). La représentation des probabilités cumulées est obtenue en faisant la somme des distributions de fréquence entre 2 points adjacents. Un changement de pente correspond à un changement de comportement de l'évolution des potentiels. Ce tracé permet donc de mettre en évidence la présence de plusieurs familles de valeurs. Ceci permet, théoriquement, de discriminer les valeurs de potentiels en deux groupes, qui correspondent à un état actif et passif de l'armature. Un exemple est donné sur la Figure 1-19 (à droite).

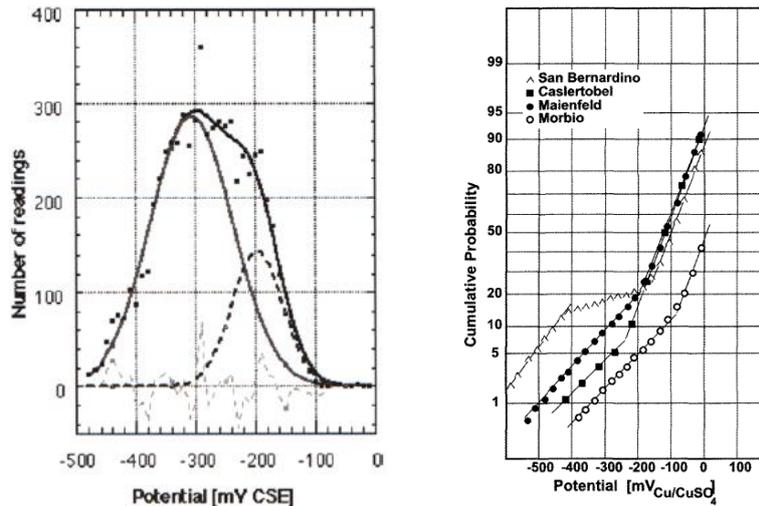


Figure 1-19 : Représentation statistique des valeurs de potentiels en fréquence de distribution (à gauche) en probabilité cumulée (à droite) [Elsener 2003].

En pratique, les valeurs seuils des potentiels entre un état de corrosion actif et passif de l'armature sont déterminées avec l'étude statistique. Cependant, lors du traitement statistique des données les informations concernant la localisation des points de mesure est perdue. C'est pourquoi cette représentation doit être utilisée de concert avec la représentation en cartographie. Dans un second temps, les seuils de corrosion déterminés *via* l'approche statistique sont utilisés sur les représentations en cartographie. Ainsi, les zones de corrosion actives et passives peuvent être identifiables.

2.5.1.2 Résistivité électrique du béton

Le document du COST 509 [Cox 1997] indique que le tracé des cartographies des résistivités permet de repérer les zones les plus poreuses, où la pénétration des ions chlorure pourrait être la plus rapide. Pour une porosité similaire, la cartographie des résistivités indique les zones les plus ioniques.

La recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000], indique que si la composition du matériau est homogène sur la zone auscultée, alors les cartographies des résistivités permettent le repérage des zones humides et sèches sur le parement en béton. De plus, elle précise que les rapports rédigés suite aux campagnes de mesure doivent contenir au minimum les positions des points de mesure (dimensions de la grille de mesure utilisée), et que les valeurs de résistivité associées à chaque point de mesure doivent être renseignées dans un tableau de valeurs, ou préférentiellement directement représentées sur un plan de la zone ou sur une cartographie des résistivités.

Cependant, ces différents documents [Polder 2000, Cox 1997] ne précisent pas le type de cartographie qui doit être représenté. Plusieurs auteurs [Garciaz 2008, Marie-Victoire 2008] représentent la résistivité électrique du béton de surface sous forme de cartographies iso-résistivité. En renseignant, dans un logiciel dédié, les coordonnées et la valeur associée à chaque point de mesure, les lignes de même niveau (équi-résistivité) sont calculées et représentées graphiquement. Dans ces études, la différence entre deux lignes de niveau est de 50 kΩ.cm. Plusieurs exemples de cartographies iso-résistivité électrique sont présentés sur la *Figure 1-20*.

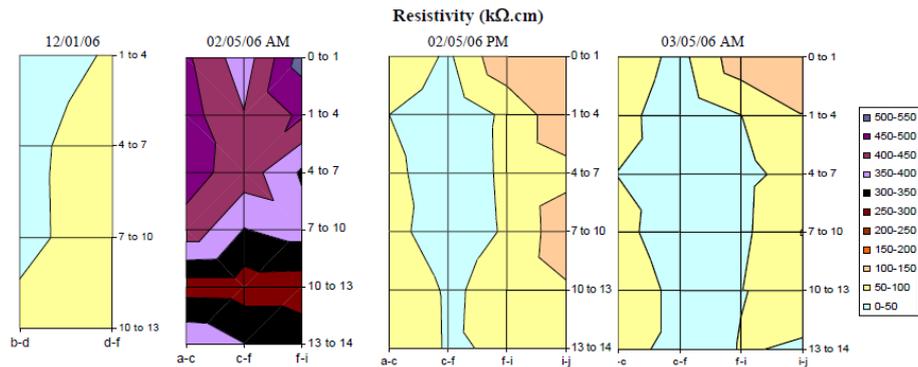


Figure 1-20 : Exemples de cartographies iso-résistivité électrique, réalisées sur l'extension d'une soufflerie située à Meudon [Marie-Victoire 2008].

2.5.1.3 Densité de courant de corrosion

Deux principaux documents, issus d'un consensus entre opérationnels et chercheurs, sont utilisés pour interpréter la mesure de densité de courant de corrosion. Le document du COST 509 [Cox 1997] ne propose pas de représentation des données, mais précise que les données doivent être traitées par une personne spécialiste et expérimentée. La recommandation de la RILEM TC-154 [Andrade 2004] propose une représentation des données en cartographie iso-densité de courant de corrosion, dans les cas où les mesures ont été effectuées suivant une grille de mesure avec un espacement constant de l'ordre de 25 cm. Il est précisé que la différence entre deux lignes de niveau doit être de $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Figure 1-21).

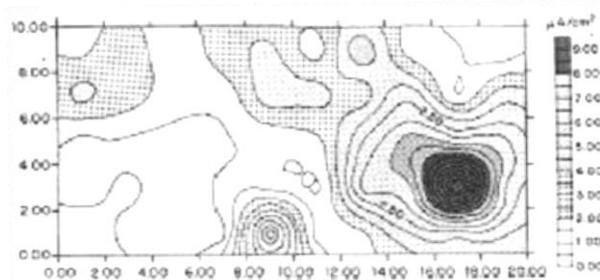


Figure 1-21 : Exemple d'une cartographie iso-densité de courant de corrosion [Andrade 2004].

Cependant, sur ouvrage, il est rarement possible d'effectuer les mesures suivant une grille régulière à cause du temps nécessaire à la réalisation d'une mesure (Tableau 1-9). Les mesures sont effectuées dans des zones sélectionnées à partir des mesures qualitatives (potentiel de corrosion et résistivité électrique du béton). Généralement, il s'agit de zone à risque. Dans les cas où seulement quelques points de mesure ont été réalisés, des auteurs proposent différentes représentations. Il s'agit de représenter la localisation des points de mesure de courant de densité de corrosion sur la cartographie de potentiel de corrosion et/ou de résistivité électrique du béton, et d'en représenter les informations dans un graphique [Poupard 2007, Poupard 2006, Poupard 2005, Poupard 2004] (Figure 1-22) ou dans un tableau supplémentaire [Marie-Victoire 2010b, Marie-Victoire 2010a] (Figure 1-23).

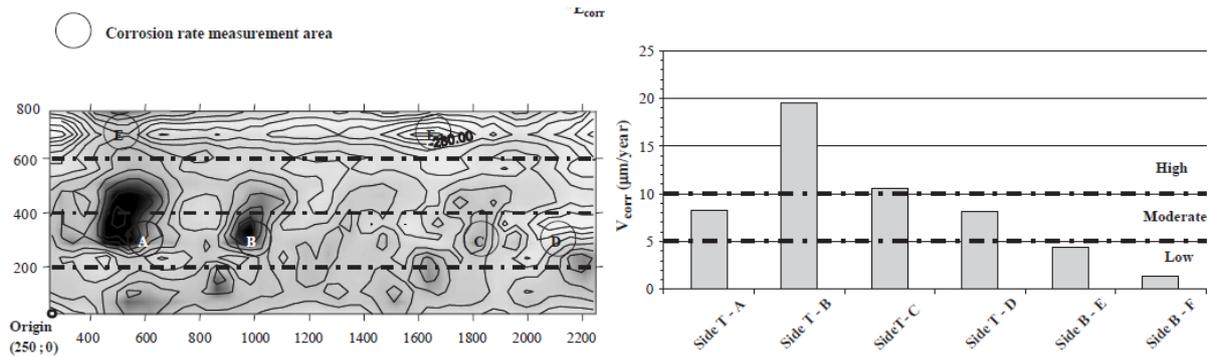


Figure 1-22 : Cartographie iso-potentiel de corrosion avec la localisation des points de mesure de vitesse de corrosion (à gauche) et les valeurs des densités de courant associées (à droite) [Poupard 2006].

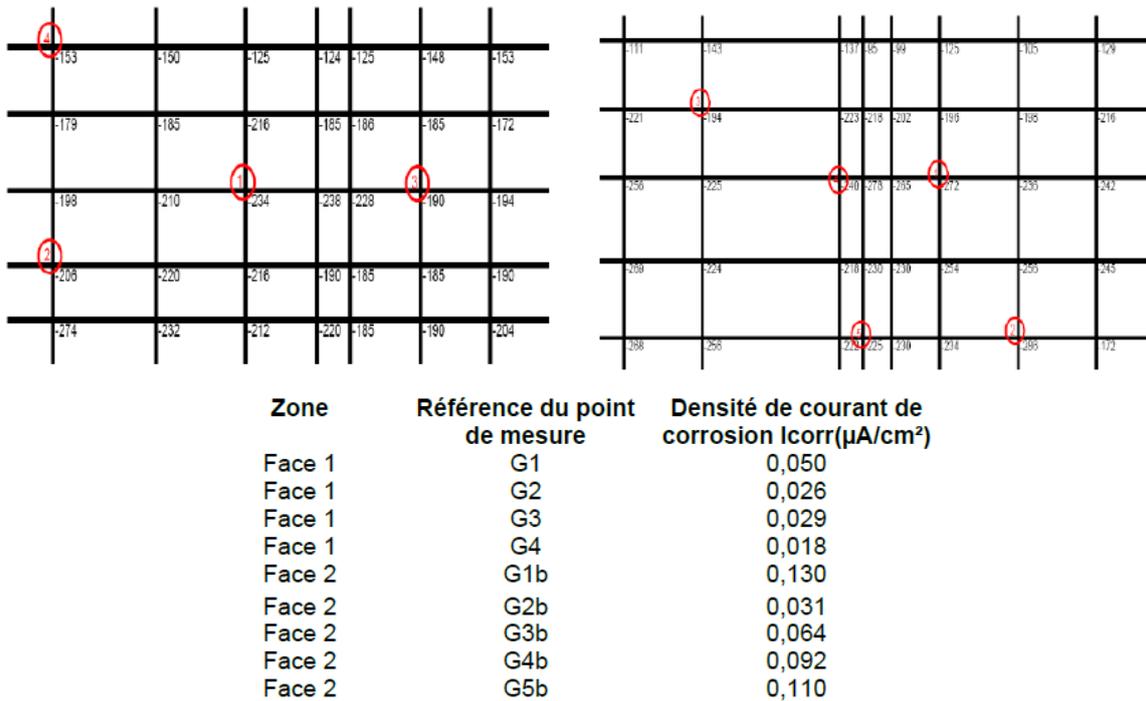


Figure 1-23: Représentation du ferrailage et de la valeur de potentiel de corrosion mesuré aux nœuds avec la localisation des points de mesure de vitesse de corrosion (en haut) et les valeurs des densités de courant associées (en bas) [Marie-Victoire 2010b].

2.5.2 Méthodes de traitement et d'interprétation des données

Les données mesurées peuvent être interprétées suivant plusieurs méthodologies.

2.5.2.1 Potentiel de corrosion des armatures

1 : Méthodologie d'interprétation des données de potentiel basée sur des valeurs absolues

La norme ASTM C876 a été publiée en 1991, puis ré-approuvée en 1999, par l'American Society for Testing and Materials, sous la dénomination : « Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete » [ASTM C876 1999]. Elle fixe des probabilités de corrosion en fonction de la valeur absolue du potentiel de corrosion et définies selon les critères de Van Daveer [Van Daveer 1975] qui sont présentés dans le *Tableau 1-11*. Ces critères étaient déjà utilisés par les

professionnels du diagnostic de corrosion d'Amérique du Nord dès les années 1970 [Clear 1974, Stratfull 1973].

Tableau 1-11 : Probabilité de corrosion en fonction de la valeur du potentiel de corrosion pour une électrode de référence au Cu/CuSO₄ saturé [ASTM C876 1999].

Potentiel de corrosion (mV/ESC)	Probabilité de corrosion (%)
$E_{\text{corr}} > -200$	< 10
$-350 < E_{\text{corr}} < -200$	~ 50 (incertaine)
$E_{\text{corr}} < -350$	> 90

Malgré les différents facteurs qui affectent les mesures de potentiel de corrosion, la norme ASTM C876 peut être utilisée pour déterminer la probabilité de corrosion pour la plupart des ouvrages exposés à un environnement « simple ». Abu-Yosef (2013) rapporte qu'une étude menée sur 120 ponts du réseau autoroutier américain, 90% des mesures de potentiels étaient supérieures à -290 mV/ESC dans le cas de ponts sains, alors que pour les ponts dégradés (fissures et épaufrures), 100% des valeurs de potentiels étaient inférieures à -390 mV/ESC [Kliethermes 1972]. C'est d'ailleurs à partir de cette étude que la première version de la norme ASTM C876 a été rédigée en 1977.

Au début des années 1990, des mesures de potentiels de corrosion ont été effectuées sur cinq ouvrages, puis, sur chacun de ces ouvrages, le béton d'enrobage a été retiré afin de déterminer l'état réel de corrosion des armatures. Ainsi, pour chacun des ouvrages, les seuils de potentiel entre un état actif et passif ont pu être déterminés expérimentalement [Elsener 1992, Elsener 1990]. Ces résultats ont été comparés à ceux obtenus lors d'une étude similaire réalisée sur une poutre en BA exposée à l'eau de mer [Baker 1986]. Ils ont également été comparés aux seuils de corrosion proposés par la norme ASTM C876. Les résultats obtenus sont présentés sur la *Figure 1-24*. Les cinq premières colonnes correspondent aux ouvrages examinés par Elsener [Elsener 1992, Elsener 1990], la 6^{ème} colonne présente les résultats obtenus sur la poutre exposée à l'eau de mer [Baker 1986], et la dernière colonne correspond au seuil de la norme ASTM C876 [ASTM C876 2015, ASTM C876 2009, ASTM C876 1999].

Chapitre 1 : Etude bibliographique

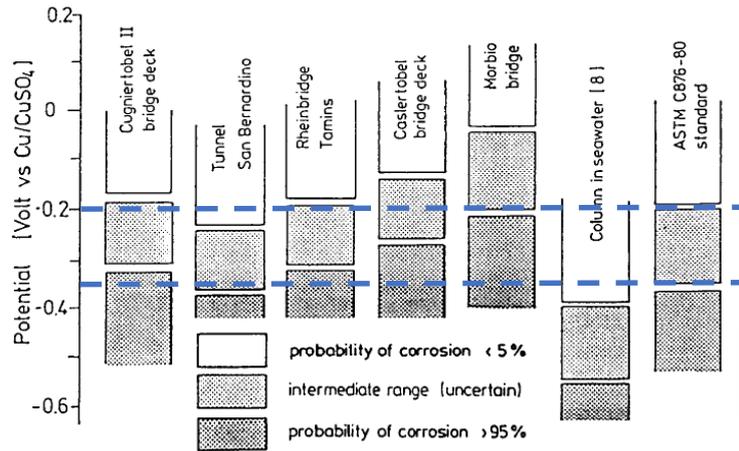


Figure 1-24 : Représentation des seuils de potentiel correspondant aux probabilités de corrosion déterminés sur 5 ouvrages différents [Elsener 1992, Elsener 1990], sur une poutre exposée à l'eau de mer [Baker 1986] et des seuils proposés par la norme ASTM C876 (représentés en traits pointillés bleus) [ASTM C876 1999] from [Elsener 1992].

Dès les années 1990, cette norme est critiquée dans la littérature [Sabri 2013, Sadowski 2013, Hussain 2011a, Assouli 2008, Elsener 2001, Gu 1998, Broomfield 1990, Grimaldia 1986]. En effet, il a été montré que les mesures de potentiel de corrosion sont très influencées par le milieu d'exposition de l'ouvrage [Elsener 2003, Andrade 2001b].

Une étude menée par le Conseil National de Recherche du Canada [Gu 1998] a permis de déterminer les différents facteurs qui ont un impact sur les mesures de potentiel de corrosion. Les conclusions de cette étude sont présentées dans le *Tableau 1-12*. La 1^{ère} colonne regroupe les facteurs identifiés comme ayant un impact sur la mesure de potentiel, les 2^{ème} et 3^{ème} colonnes explicitent les réponses respectives de la mesure de potentiel de corrosion et de corrosion de l'acier, et la 4^{ème} colonne indique dans quel cas la norme ASTM C876 peut être appliquée.

Tableau 1-12 : Effets de plusieurs facteurs sur les mesures de potentiels de corrosion, la corrosion de l'acier et l'application de la norme ASTM C876 [Gu 1998].

Facteurs	Effet sur le potentiel de corrosion	Effet sur la corrosion de l'acier	Application de la norme ASTM C876
Baisse de la concentration en oxygène	plus électronégatif	Peut ne pas augmenter	non
Carbonatation (diminution du pH)	plus électronégatif	augmentation	oui
Augmentation de la concentration en ions chlorure	plus électronégatif	augmentation	oui
Inhibiteur de corrosion anodique	moins électronégatif	diminution	oui
Inhibiteur de corrosion cathodique	plus électronégatif	diminution	non
Mélange d'inhibiteurs de corrosion	dans les deux sens	diminution	non
Armatures enduites d'époxy	moins électronégatif	pas de lien	non
Armatures galvanisées	plus électronégatif	pas de lien	non
Enrobage dense	plus électronégatif	pas de lien	non
Résistance du béton	moins électronégatif	pas de lien	non
Béton sec	moins électronégatif	pas de lien	non
Position de l'électrode référence	moins électronégatif	pas de lien	non
Revêtements	moins électronégatif	pas de lien	non
Réparation du béton par « patch »	dans les deux sens	pas de lien	non
Protection cathodique	plus électronégatif	pas de lien	non
Courant parasite	dans les deux sens	pas de lien	non

A partir des résultats présentés sur le *Tableau 1-12*, il semble difficile de statuer sur la probabilité de corrosion d'une armature en se basant uniquement sur une interprétation de la valeur absolue du potentiel, sans prendre en compte les impacts du milieu environnant. Les conclusions des différentes études présentées - en particulier la présentation des différents facteurs qui ont un effet significatif sur les mesures de potentiel de corrosion (*Tableau 1-12*) [Gu 1998] et la grande disparité des valeurs caractéristiques d'une corrosion active d'un ouvrage à l'autre (*Figure 1-24*) [Elsener 2003] - mettent en évidence les limites d'interprétation suivant la norme ASTM C876 de 1999 [ASTM C876 1999].

La version révisée de l'ASTM C876 de 2009 indique que l'interprétation proposée dans les versions antérieures (*Tableau 1-11*) n'est pas applicable aux structures dont le béton est saturé en eau ou proche des conditions de saturation, comme par exemple : les tunnels, les sous-sols, réservoirs d'eau ou en situation immergée. Pour ces cas particuliers, la version de 2009 [ASTM C876 2009], indique qu'une corrosion localisée est manifeste par des variations locales importantes des potentiels de corrosion sur

des courtes distances. Elle précise que les variations peuvent atteindre plusieurs centaines de millivolts sur quelques centaines de millimètres.

C'est pourquoi, l'utilisation de la norme ASTM C876, et plus généralement des valeurs absolues de potentiel, ne semblent pas être adaptée pour une application directe en extérieur.

2 : Méthodologie d'interprétation des données de potentiel basée sur un gradient (ΔE)

L'action de recherche Européenne COST 509 initiée en 1991 sous la dénomination : « Corrosion and Protection of Metals in contact with concrete » a proposé une interprétation des données de potentiel de corrosion basée sur le gradient de potentiel. Selon le rapport final du COST-509 publié en 1997, « Une première estimation de l'état de corrosion peut être faite en regardant le gradient de potentiel : des différences de potentiels supérieures à 150-200 mV indiquent une corrosion des zones présentant les potentiels les plus faibles. » [Cox 1997]. Néanmoins, cette méthodologie ne mentionne pas la dimension de la zone de mesure sur laquelle le gradient peut être appliqué. Un ouvrage situé en milieu maritime est exposé à plusieurs facteurs environnementaux qui ont un impact sur les mesures de potentiel de corrosion (*Tableau 1-2*, *Tableau 1-3* et *Tableau 1-4*), comme par exemple la teneur en eau et en oxygène dans le béton et la quantité importante d'ions chlorure. D'après les travaux de Elsener [Elsener 2003, Elsener 1992, Elsener 1990] (*Tableau 1-4*), la zone située au niveau de la ligne des plus basses eaux (saturée en eau de mer et sans oxygène) a un potentiel de corrosion compris entre -1000 et -900 mV, alors que la zone située bien au-dessus de la ligne des plus hautes-eaux (béton sec) a un potentiel de corrosion compris entre 0 et +200 mV. D'après ces valeurs théoriques [Elsener 2003], le gradient de potentiel est compris entre 900 et 1200 mV. Ces valeurs sont de très loin supérieures au critère annoncé par le COST 509, sans pour autant être significatives d'une activité de corrosion, mais plutôt d'une évolution de l'état de saturation du matériau et d'un manque d'oxygène.

Ces gammes de valeurs montrent bien les limites d'interprétation du risque de corrosion, suivant le document du COST 509 pour un ouvrage soumis à un environnement maritime, et plus précisément au phénomène de marnage.

3 : Méthodologie d'interprétation des données de potentiel basée sur un gradient spatial ($\Delta E/\Delta x$)

La recommandation émise en 2003 par le Technical Committee 154 de la RILEM (Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion) qui s'intitule : « Half-cell potential measurements – Potential mapping on reinforced concrete structures » préconise de représenter les gradients locaux de variation de potentiel ($\Delta E/\Delta x$) [Elsener 2003]. Les gradients sont calculés en faisant la différence de deux points de mesure adjacents divisée par le pas de mesure entre ces deux points de mesure, et sont exprimés en mV/cm. L'état réel de corrosion des armatures doit être confirmé par des autopsies, au niveau des gradients locaux importants [Elsener 2003]. Néanmoins, cette méthode ne précise pas de valeur caractéristique d'un changement d'état de corrosion (passif à actif, ou inversement) de l'armature, ce qui rend les interprétations difficiles.

Chapitre 1 : Etude bibliographique

Dans le cadre du projet national « Benchmark des poutres de la Rance », des poutres en béton précontraint placées en environnement marin pendant 40 ans, ont été analysées par différentes techniques d'auscultation non-destructives afin d'obtenir un diagnostic de corrosion et par analyses en laboratoire. Les résultats indiquaient que pour un gradient spatial de potentiel supérieur à 8 mV/cm l'activité de corrosion était importante [Poupard 2007, Poupard 2006, Poupard 2005, Poupard 2004].

Les *Figure 1-25* et *Figure 1-26* [Poupard 2006] présentent les cartographies iso-valeurs et les représentations statistique, respectivement des potentiels de corrosion et des gradients spatiaux des potentiels de corrosion, qui apportent les mêmes conclusions.

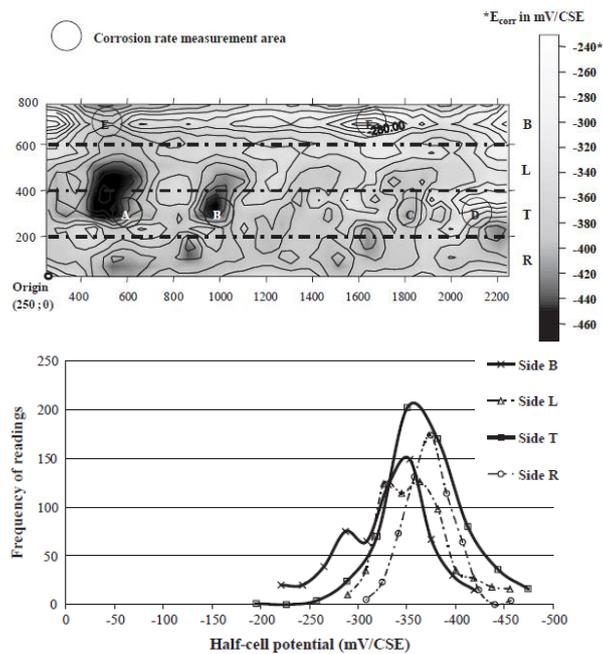


Figure 1-25 : Cartographie iso-potentiel et distribution des fréquences associée [Poupard 2006].

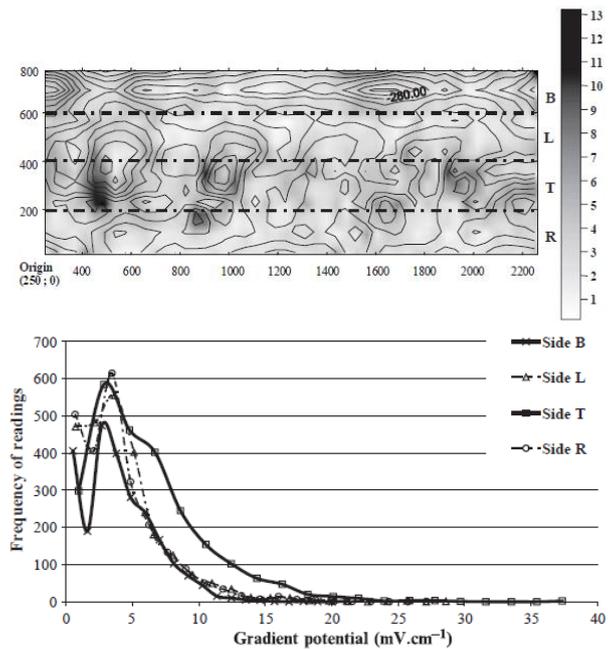


Figure 1-26 : Cartographie iso-gradients spatiaux et distribution des fréquences associée [Poupard 2006].

L'utilisation de la recommandation de la RILEM TC-154, avec une approche basée sur l'analyse des gradients spatiaux, répond à la plupart des situations. Néanmoins, si une armature est corrodée sur toute sa longueur, le potentiel de corrosion sera homogène et les gradients correspondants seront très faibles voire nuls. Aucune zone de corrosion ne pourra être déterminée à partir de cette recommandation alors que l'armature est, pourtant, corrodée. De plus, cette interprétation demande un travail supplémentaire d'analyse des données, une interprétation *in-situ* n'est donc pas réalisable immédiatement.

2.5.2.2 Résistivité électrique du béton

Le *Tableau 1-13* synthétise des intervalles de valeurs de résistivité électrique du béton de surface et le risque de corrosion associé.

Tableau 1-13 : Gamme de résistivité électrique pour la détermination du risque de corrosion des armatures selon plusieurs études.

Référence	Résistivité électrique (kΩ.cm)	Risque de corrosion associé
[Manning 1985]	$12 < \rho_a$	Corrosion peu probable
	$5 < \rho_a < 12$	Corrosion probable
	$\rho_a < 5$	Corrosion certaine
[Langford 1987] [Bungey 2006]	$20 < \rho_a$	Faible
	$10 < \rho_a < 20$	Faible à modéré
	$5 < \rho_a < 10$	Fort
	$\rho_a < 5$	Très fort
[Millard 1991]	$12 < \rho_a$	Corrosion improbable
	$8 < \rho_a < 12$	Corrosion possible
	$\rho_a < 8$	Corrosion certaine
[Cox 1997] [Polder 2000] [Polder 2001]	$100 < \rho_a$	Négligeable
	$50 < \rho_a < 100$	Faible
	$10 < \rho_a < 50$	Modéré
	$\rho_a < 10$	Fort
[Bertolini 2013]	$100 < \rho_a$	Négligeable
	$50 < \rho_a$	Faible
	$20 < \rho_a < 50$	Modéré
	$10 < \rho_a < 20$	Fort
	$\rho_a < 10$	Très fort

Les valeurs des intervalles de résistivité électrique présentées dans le *Tableau 1-13* sont significativement différentes car elles dépendent de divers paramètres : de formulation du béton, environnementaux, de construction et de mesure ; qui ont une influence la résistivité électrique du béton

[Dérobert 2012, Breysse 2005, Lataste 2002], comme indiqué dans les *Tableau 1-5* et *Tableau 1-7* [Lataste 2002, Polder 2001, Polder 2000, Woelfl 1979].

Pour caractériser les résistivités électriques du béton de surface, sur ouvrage, l'action de recherche Européenne COST 509 [Cox 1997] et la recommandation émise par le TC-154 de la RILEM qui s'intitule : « Test methods for on site measurement of resistivity of concrete » [Polder 2000], ont proposé d'associer des plages de résistivités électriques du béton de surface à un risque de corrosion (*Tableau 1-14*) ; c'est ce qui la rend directement utilisable sur le terrain, les zones à fort risque de corrosion peuvent être directement repérées après la mesure.

Tableau 1-14 : Risques associés aux valeurs de résistivités électrique [Polder 2000, Cox 1997].

Résistivité électrique du béton d'enrobage (kΩ.cm)	Risque de corrosion
$100 < \rho_a$	Négligeable
$50 < \rho_a < 100$	Faible
$10 < \rho_a < 50$	Modéré
$\rho_a < 10$	Fort

Les informations du *Tableau 1-14* sont définies pour des bétons à base de ciment Portland (OPC) à 20°C. La recommandation RILEM TC-154 renseigne, également, des indications concernant d'autres ciments [Polder 2000].

Un ouvrage situé en milieu maritime est exposé à plusieurs facteurs environnementaux qui ont un impact sur les mesures de résistivités électriques du béton (*Tableau 1-5*), comme par exemple la teneur en eau dans le béton et la quantité importante d'ions chlorure. D'après les risques de corrosion (*Tableau 1-14*), la zone située au niveau de la ligne des plus basses eaux (saturée en eau de mer) aurait des résistivités comprises entre 5-20 kΩ.cm, alors que pour la zone située bien au-dessus de la ligne des plus hautes-eaux (béton sec), la résistivité électrique serait comprise entre 20 et 50 kΩ.cm. Le risque de corrosion associé varie de fort à modéré en partie basse et de modéré à faible en partie haute. La dispersion de ces valeurs indique plusieurs risques de corrosion sur une même partie d'ouvrage, sans pour autant être significatif d'une réelle activité de corrosion, mais plutôt d'une évolution de l'état de saturation du matériau.

Cette méthodologie d'interprétation des valeurs de résistivité électrique mesurées met en avant les limites d'interprétation du risque de corrosion à partir des mesures de résistivité électrique, suivant l'interprétation proposée dans les documents du COST 509 [Cox 1997] et de RILEM TC-154 [Polder 2000] (*Tableau 1-14*), pour un ouvrage soumis à un environnement maritime en raison du phénomène de marnage.

2.5.2.3 Densité de courant de corrosion des armatures

Le *Tableau 1-15* synthétise des intervalles de valeurs de densité de courant de corrosion et le niveau de corrosion associé.

Tableau 1-15 : Plusieurs niveaux de corrosion associés aux valeurs de vitesse de corrosion déterminées sur des corps d'épreuve de béton armé (ouvrage et/ou laboratoire) selon différents auteurs.

Référence	Appareil de mesure	Informations	Densité de courant de corrosion ($\mu\text{A.cm}^{-2}$)	Niveau de corrosion associé
[Clear 1974]	3LP sans confinement	<u>Echelle :</u> Laboratoire <u>Corps d'épreuve :</u> Eprouvettes en BA <u>Contamination :</u> Chlorures par cycle immersion/séchage pendant 830 jours	$i_{\text{corr}} < 0,2$	Pas de corrosion attendue
			$0,2 < i_{\text{corr}} < 1$	Corrosion possible d'ici 10 à 15 ans
			$1 < i_{\text{corr}} < 10$	Corrosion attendue d'ici 2 à 10 ans
			$10 < i_{\text{corr}}$	Corrosion attendue en moins de 2 ans
[Clear 1989]	3LP sans confinement	<u>Echelle :</u> Laboratoire Terrain <u>Corps d'épreuve :</u> Eprouvettes en BA 25 ouvrages	$i_{\text{corr}} < 0,5$	Pas de corrosion attendue
			$0,5 < i_{\text{corr}} < 2,7$	Corrosion possible d'ici 10 à 15 ans
			$2,7 < i_{\text{corr}} < 27$	Corrosion attendue d'ici 2 à 10 ans
			$27 < i_{\text{corr}}$	Corrosion attendue en moins de 2 ans
[Broomfield 1993] [Broomfield 1994]	GECOR avec anneau de confinement	<u>Echelle :</u> Laboratoire Terrain <u>Corps d'épreuve :</u> Eprouvettes en BA Ouvrages	$i_{\text{corr}} < 0,1$	Acier à l'état passif
			$0,1 < i_{\text{corr}} < 0,5$	Corrosion faible à modérée
			$0,5 < i_{\text{corr}} < 1$	Corrosion modérée à forte
			$1 < i_{\text{corr}}$	Forte vitesse de corrosion
[Gowers 1994]	GalvaPulse avec anneau de confinement	<u>Echelle :</u> Laboratoire <u>Corps d'épreuve :</u> Eprouvettes en BA avec acier carbone et acier inoxydable <u>Contamination :</u> Armatures pré-rouillées dans une solution de NaCl	$i_{\text{corr}} < 0,1$	Passif
			$0,1 < i_{\text{corr}} < 1$	Faible
			$1 < i_{\text{corr}} < 10$	Moyen
			$10 < i_{\text{corr}} < 100$	Fort

[Andrade 1996b] [Feliu 1996b] [Cox 1997] [Andrade 2004]	GECOR avec anneau de confinement	<u>Echelle :</u> Laboratoire	$i_{corr} < 0,1$	Négligeable
		Terrain	$0,1 < i_{corr} < 0,5$	Faible
		<u>Corps d'épreuve :</u> Eprouvettes en BA	$0,5 < i_{corr} < 1$	Modéré
		Ouvrages	$1 < i_{corr}$	Fort
[Petersen 2003a]	GalvaPulse avec anneau de confinement	<u>Echelle :</u> Terrain	$i_{corr} < 0,5$	Zone passive
		<u>Corps d'épreuve :</u> Pont autoroutier	$0,5 < i_{corr} < 2$	Corrosion négligeable
		<u>Contamination :</u> Chlorures par sels de déverglaçage pendant 30 ans	$2 < i_{corr} < 5$	Corrosion faible
			$5 < i_{corr} < 15$	Corrosion modérée
			$15 < i_{corr}$	Corrosion forte
[Law 2004]	LPR	<u>Echelle :</u> Laboratoire	$i_{corr} < 0,1 - 0,2$	Passif à très faible
		<u>Corps d'épreuve :</u> Eprouvettes en BA	$0,2 < i_{corr} < 0,5$	Faible à modéré
		<u>Contamination :</u> Carbonatation Chlorures par pulvérisation d'une solution de NaCl (1 M)	$0,5 < i_{corr} < 1$	Modéré à fort
		Passif stockage dans un environnement riche en azote	$1 < i_{corr}$	Fort

Les valeurs des intervalles de densité de courant de corrosion présentées dans les *Tableau 1-15* sont significativement différentes suivant l'appareil de mesure utilisé. En se basant sur plusieurs travaux antérieurs [Andrade 1996b, Broomfield 1996, Feliu 1996b, Andrade 1995, Broomfield 1994, Broomfield 1993, Andrade 1989, Gonzalez 1982, Andrade 1978], l'action de recherche Européenne COST 509 [Cox 1997] et la recommandation émise par le TC-154 de la RILEM qui s'intitule : « Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method » [Andrade 2004], ont proposé une corrélation directe entre la mesure de densité de courant de corrosion *in-situ* et le niveau de corrosion associé suite à des analyses gravimétriques. Le *Tableau 1-16* précise les risques de corrosion associés aux plages de densités de courant de corrosion, ainsi qu'aux vitesses de corrosion correspondantes, c'est ce qui la rend directement utilisable sur le terrain, les zones à forte activité de corrosion peuvent être directement repérées après la mesure.

Tableau 1-16 : Risques associés aux valeurs de densité de courant de corrosion [Andrade 2004, Cox 1997].

Densité de courant de corrosion ($\mu\text{A.cm}^{-2}$)	Vitesse de corrosion (mm.an^{-1})	Niveau de corrosion
$i_{\text{corr}} < 0,1$	$V_{\text{corr}} < 0,001$	Négligeable
$0,1 < i_{\text{corr}} < 0,5$	$0,001 < V_{\text{corr}} < 0,005$	Faible
$0,5 < i_{\text{corr}} < 1$	$0,005 < V_{\text{corr}} < 0,01$	Modéré
$1 < i_{\text{corr}}$	$0,01 < V_{\text{corr}}$	Fort

La recommandation de la RILEM TC-154 insiste sur le fait que la mesure de densité de courant de corrosion est très dépendante des conditions environnementales, et elle préconise d'effectuer les mesures plusieurs fois dans l'année pour obtenir la valeur la plus représentatives de l'activité de corrosion de la structure. De plus, elle précise que les données doivent être interprétées par un spécialiste expérimenté en diagnostic de corrosion, ainsi que de la réalité du terrain pour la réalisation des essais de corrosion.

Les valeurs de densité de courant de corrosion dépendent, également, de l'appareil de mesure utilisé (Tableau 1-10 et Tableau 1-15) [L'Hostis 2012, Marie-Victoire 2012, Marie-Victoire 2010b, Marie-Victoire 2010a, Garciaz 2008, Martínez 2008, Poupard 2006, Poupard 2005]. Les fabricants des appareils de mesure utilisés sur ouvrage (Tableau 1-9), ont défini les seuils de niveau de corrosion propres à leur appareil, comme indiqué dans le Tableau 1-17.

Tableau 1-17 : Risques associés aux valeurs de densités de courant de corrosion suivant l'appareil de mesure utilisé [Marie-Victoire 2012].

Appareil de mesure		GalvaPulse	GECOR	RILEM TC-154
Référence		[Klinghoffer 2003]	[GEOCISA 2014]	[Andrade 2004]
Niveau de corrosion	Négligeable	$i_{\text{corr}} < 1$	$i_{\text{corr}} < 0,2$	$i_{\text{corr}} < 0,1$
	Faible	$1 < i_{\text{corr}} < 5$	$0,2 < i_{\text{corr}} < 0,5$	$0,1 < i_{\text{corr}} < 0,5$
	Modéré	$5 < i_{\text{corr}} < 15$	$0,5 < i_{\text{corr}} < 1$	$0,5 < i_{\text{corr}} < 1$
	Fort	$15 < i_{\text{corr}}$	$1 < i_{\text{corr}}$	$1 < i_{\text{corr}}$

2.6 Complémentarité des mesures et corrélations

Les recommandations issues du COST 509 [Cox 1997] et de la RILEM TC-154 [Andrade 2004, Elsener 2003, Polder 2000] précisent que les mesures de potentiel de corrosion, de résistivité électrique et de densité de courant de corrosion sont complémentaires entre elles et doivent être utilisées ensemble afin d'augmenter la fiabilité du diagnostic de corrosion.

Par exemple sur ouvrage, les mesures de densité de courant corrosion sont effectuées dans les zones *a priori* à forte probabilité et/ou risque de corrosion déterminées à partir des mesures qualitatives de

potentiel de corrosion et/ou de résistivité électrique du béton [Andrade 2012, Cremona 2012, Breyse 2005, Andrade 2004, Polder 2001, Polder 2000, Broomfield 1996, Clemeña 1992].

2.6.1 Relation entre potentiel de corrosion et résistivité électrique

Différents auteurs [Rhazi 2011, Poupard 2005, Poupard 2004, Morris 2002, Morris 2000] ont cherché à corréler les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité. Selon ces auteurs, il n'existe pas de corrélation fiable entre ces deux mesures : les coefficients de régression (R^2) obtenus sont compris entre 0,25 et 0,73. Ils annoncent qu'une bonne corrélation entre ces mesures n'est pas envisageable car le potentiel de corrosion est une mesure locale alors que la résistivité électrique intègre un volume important du matériau.

La relation qui semble apporter la meilleure corrélation est issue des études de Morris [Morris 2002, Morris 2000] (*Figure 1-27*). Cependant, le coefficient de régression n'est pas précisé. Des corps d'épreuve cylindriques ont été coulés à partir de quatre formulations différentes (quatre échantillons par formulation). Les deux premières ont été réalisées en utilisant du sable marin et les deux autres à partir de sable de rivière. Avant coulage, quatre armatures ont été placées dans le moule de telle manière qu'elles aient un enrobage de 1,5 cm. La moitié des échantillons (deux par formulation) a été exposée à un environnement maritime, l'autre moitié était partiellement immergée dans une solution saline (3,5% d'ions chlorure en volume) aérée. Des mesures régulières de potentiel de corrosion, réalisées au centre du cylindre, et de résistivité électrique du béton, déterminées à partir de la résistance électrique mesurée entre les armatures, ont été effectuées pendant 1000 jours. Les résultats obtenus sont présentés sur la *Figure 1-27*. Ils mettent en évidence que le potentiel de corrosion peut être exprimé en fonction de la résistivité électrique d'après une loi logarithmique.

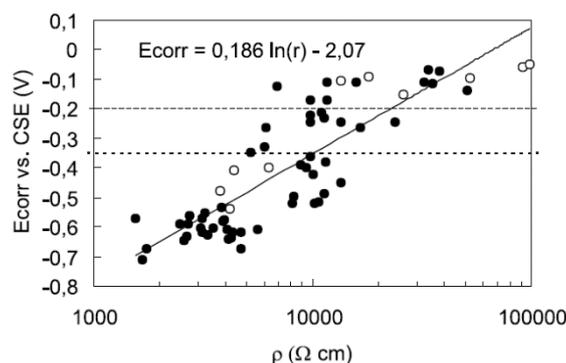


Figure 1-27 : Corrélation obtenue expérimentalement entre les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique du béton sur des échantillons exposés à un environnement maritime et dans des conditions d'immersion [Morris 2002], les données représentées par les points blancs sont issues d'une étude précédente [Morris 2000].

2.6.2 Relation entre densité de courant de corrosion et potentiel de corrosion

Dans la littérature, différents auteurs [Yousif 2014, Bouteiller 2012a, Grandić 2011, Otieno 2011, Gulikers 2005, Amleh 2004, Huang 1996, Flis 1992] ont étudié l'éventuelle corrélation entre la densité de courant de corrosion et le potentiel de corrosion. Des relations mathématiques de type logarithmique

ou de type linéaire ont été proposées. Cependant, ces auteurs précisent que les relations de corrélation présentées ne sont valables que dans la limite du programme expérimental étudié.

Les résultats de l'étude de Yousif [Yousif 2014] sont présentés sur la *Figure 1-28*. Ils ont été obtenus sur des échantillons réalisés à partir de quatre formulations différentes. La formulation **R** correspond au béton référence, la formulation **SP** correspond à un béton auto-plaçant avec 3% de super-plastifiant et les formulations **SF-A** et **SF-R** sont des bétons auto-plaçant avec 3% de super-plastifiant et 10% de fumée de silice provenant de deux fournisseurs différents. Ces échantillons ont été partiellement immergés dans une solution saline (5% de NaCl) tout au long de l'étude. Des mesures de potentiel de corrosion, à partir d'une électrode Ag/AgCl, et de densité de courant de corrosion, selon la méthode d'extrapolation des droites de Tafel, ont été réalisées à intervalles réguliers pendant 270 jours.

Les résultats obtenus sont présentés sur la *Figure 1-28*. Ils mettent en évidence que pour chaque formulation le potentiel de corrosion évolue de façon linéaire avec la densité de courant de corrosion. En regroupant les résultats obtenus pour les quatre formulations différentes, il peut être remarqué que le potentiel de corrosion peut être exprimé en fonction de la densité de courant de corrosion d'après une loi logarithmique.

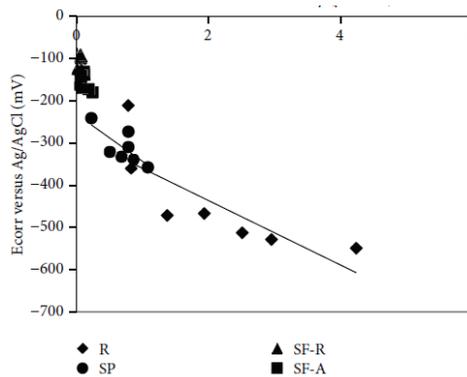


Figure 1-28 : Evolution logarithmique du potentiel de corrosion en fonction de la densité de courant de corrosion, obtenue sur des échantillons de différentes formulations de béton (référence, auto-plaçant et auto-plaçant avec fumée de silice) partiellement immergés dans une solution saline (5% de NaCl) [Yousif 2014].

2.6.3 Relation entre densité de courant de corrosion et résistivité électrique

La corrélation entre les mesures de densité de courant de corrosion et de résistivité électrique du béton est la plus étudiée dans la littérature. Des relations mathématiques entre ces deux grandeurs ont été déterminées par plusieurs auteurs. Les conclusions de quelques études (liste non exhaustive) sont présentées dans le *Tableau 1-18*.

Tableau 1-18 : Relation mathématiques entre la résistivité électrique du béton d'enrobage et la vitesse de corrosion de l'acier selon plusieurs études.

Référence	Relation mathématique
[Alonso 1988] [Andrade 2000b]	$i_{corr} = \frac{10^4}{\rho}$
[Flis 1992]	$\log(i_{corr}) = \log(0,4) - 1,8 * \log(\rho)$
[Andrade 2004]	$i_{corr} = \frac{3 * 10^4}{\rho}$
[Gulikers 2005]	$\log(i_{corr}) = -1,0057 - 0,8125 * \log(\rho)$

Une étude récente [Hornbostel 2013] a rassemblé et comparé les différentes relations mathématiques proposées dans la littérature (Figure 1-29). L'auteur apporte plusieurs conclusions : la relation entre la densité de courant de corrosion et la résistivité électrique dépend du matériau étudié et du type de pollution associé. Il observe, également, que compte tenu des évolutions reportées, il est encore délicat d'utiliser des lois de corrélation des mesures dans des modèles de prédiction de durée de vie des ouvrages, tant qu'une relation « universelle » ne sera pas applicable.

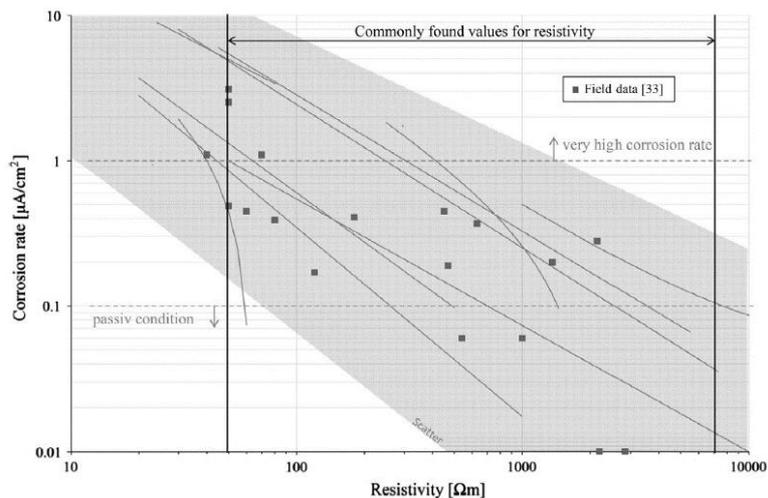


Figure 1-29 : Représentation graphique des différentes relations mathématiques entre la densité de courant de corrosion et la résistivité électrique du béton proposées dans la littérature [Hornbostel 2013].

Au travers de plusieurs travaux, Andrade [Andrade 2001a, Andrade 2000a, Andrade 2000b, Andrade 1996b, Alonso 1988] propose une forme d'interprétation qui représente la densité de courant de corrosion en fonction de la résistivité électrique (Figure 1-30). La recommandation de la RILEM TC-154, consacrée aux mesures de densité de courant de corrosion [Andrade 2004], utilise cet outil pour évaluer les risques de corrosion de la zone auscultée et pour extrapoler la valeur maximale de la densité de courant de corrosion atteignable.

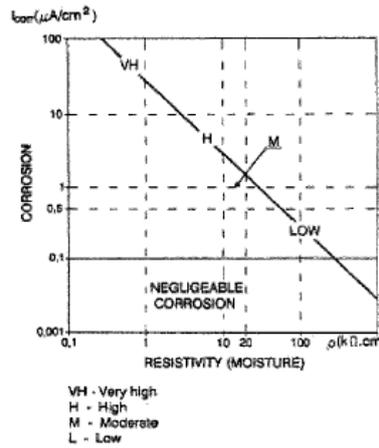


Figure 1-30 : Graphique de la vitesse de corrosion en fonction de la résistivité électrique et des niveaux de corrosion associés [Andrade 2004].

3 Fiabilité et aide à la décision

L'interprétation des différentes mesures d'un diagnostic de corrosion des armatures métalliques d'un ouvrage en béton armé exposé en milieu marin, n'est pas encore bien maîtrisée. En effet, de par ses particularités, notamment le phénomène de marée, le milieu marin regroupe un nombre important de facteurs qui affectent et modifient les mesures CND. C'est pourquoi l'utilisation des référentiels actuels (norme, recommandations ou action européenne COST) qui visent à encadrer l'interprétation des mesures (objet de la précédente partie) n'est pas envisageable en l'état pour des mesures réalisées en environnement marin. L'objectif de ce travail de recherche est de fiabiliser le diagnostic de corrosion des ouvrages en BA exposés en milieu marin, tout en apportant des outils d'aide à la décision aux gestionnaires d'ouvrages afin de faciliter leurs prises de décisions sur la santé structurale des ouvrages, ainsi que sur la planification des opérations de maintenance.

Ces deux études seront menées en parallèles, tout en étant étroitement liées. La fiabilité d'un diagnostic de corrosion en milieu marin sera étudiée en utilisant une approche probabiliste, qui repose en grande partie sur des analyses statistiques. L'objectif est de décrire et de quantifier les principaux facteurs, liés à l'environnement maritime, qui ont une influence directe sur les incertitudes de mesures CND. L'aide à la décision sera basée sur le « Data Mining », plus particulièrement sur la classification de données en prenant en compte la fusion de diverses données. L'objectif de cette partie est de passer en revue les différentes méthodes mathématiques qui seront utilisées dans le cadre de cette thèse.

3.1 Fiabilité par approche probabiliste

En génie-civil, les incertitudes de mesures par techniques CND sont étudiées depuis les années 1990. Les différentes études ont pour principal objectif de décrire et d'analyser les différentes sources d'erreurs. Les études « références » dans ce domaine sont présentées, généralement, suivant le même plan :

- les incertitudes recherchées sont décrites et sont quantifiées à partir d'essais menés en laboratoire ou *in-situ* ;

- ces incertitudes sont modélisées mathématiquement sous forme de variables aléatoires ou de champs aléatoires ;
- le modèle mathématique obtenu est appliqué au problème physique pour propager les incertitudes et analyser leurs effets.

3.1.1 Analyse des incertitudes de mesures CND

Les premiers travaux visant à quantifier les incertitudes de mesures par techniques CND, ont été menés en géotechnique pour l'estimation des propriétés des sols. Vanmarcke [Vanmarcke 1977a, Vanmarcke 1977b] a suggéré qu'il existe 3 sources principales d'erreur dans l'estimation des propriétés du sol : la variabilité inhérente (ou intrinsèque) du sol, l'incertitude de mesure (incertitude statistique et erreur de mesure) due à la limite de l'échantillonnage et l'utilisation des différents appareils de mesure. Kulhawy (1993) a complété cette liste en rajoutant l'erreur de modélisation liée à l'utilisation de modèles numériques imparfaits. C'est, par exemple, le cas lorsque les paramètres du modèle de rupture sont déduits à partir d'un essai triaxial sur un sol. Les incertitudes de mesure liées à l'utilisation de techniques CND pour déterminer les propriétés des sols, sont résumées sur la *Figure 1-31* et sont détaillées dans les paragraphes suivants.

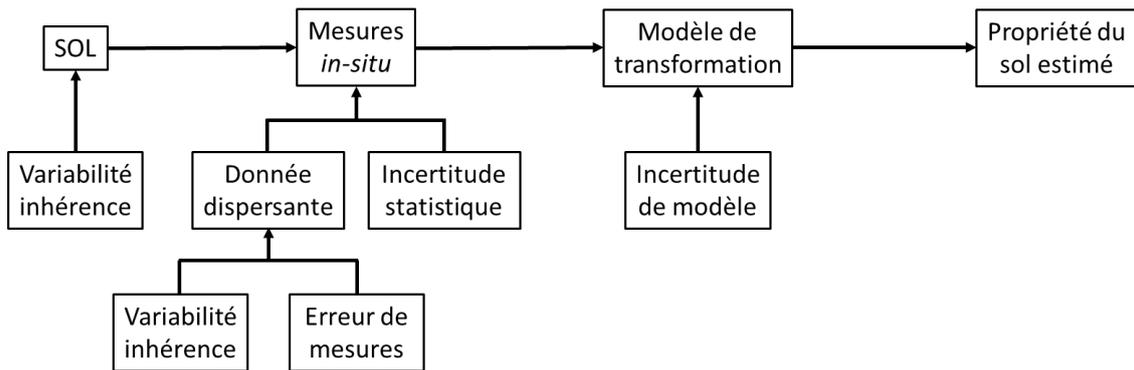


Figure 1-31 : Schéma explicatif des différentes sources d'incertitudes dans l'estimation des propriétés du sol par techniques CND [Kulhawy 1993].

Ces premiers travaux ont été repris et appliqués au domaine du génie-civil [Breyse 2009b, Bull 2009, Breyse 2007a, Rouhan 2000]. Les sources d'incertitudes sont multiples et diverses de par leur nature (technologique, environnementale et humaine) et de par leur caractère aléatoire (aléatoire ou épistémique). Les incertitudes aléatoires affectent, principalement, les mesures *in-situ* (conditions environnementales par exemple), alors que les incertitudes épistémiques proviennent des appareils de mesure (calibration, réglage des paramètres, précision des mesures ou encore de la performance du logiciel de traitement des données) [Schoefs 2014].

3.1.1.1 Incertitudes aléatoires

Tout du long du programme de diagnostic, un nombre important d'incertitudes aléatoires peuvent apparaître. Elles dépendent de trois principaux facteurs, qui sont : les conditions environnementales, la technique de CND utilisée et, parfois, le facteur humain (qualification de l'opérateur, état de fatigue...).

- Conditions environnementales :

Les facteurs environnementaux affectent les performances des appareils de mesure (température d'utilisation par exemple), ainsi que les conditions de travail de l'opérateur. Ainsi, la température et l'humidité relative peuvent avoir un effet significatif sur les résultats des mesures CND et donc sur leurs interprétations [Breysse 2009b]. De même, pour un diagnostic réalisé sur une embarcation, les vagues et le courant peuvent perturber la conduite et la stabilité de l'embarcation [Rouhan 2003, Rudlin 1996a].

Dans le cadre du projet ICON (Inter-Calibration Of NDT techniques for offshore structures – de 1994 à 1996), les différents facteurs environnementaux ayant un impact sur la détection des fissures sur des structures offshore ont été identifiés et classés [Rudlin 1996b].

- Utilisation de la technique CND :

Les incertitudes liées à l'utilisation de la technique CND elle-même sont, majoritairement, dépendantes de l'étape de calibration de l'appareil. La calibration devrait être réalisée sur un échantillon du même matériau, ou du moins un matériau présentant des propriétés similaires au matériau étudié. Dans la pratique, ce n'est jamais le cas pour plusieurs raisons. Les propriétés du matériau *in-situ* ne sont généralement pas connues, l'effet du temps change les propriétés physiques et chimiques (vieillessement) et les matériaux sont souvent hétérogènes comme le béton par exemple [Villain 2011, Villain 2009].

- Facteurs humains :

Les incertitudes liées au facteur humain sont dépendantes de l'opérateur. L'expérience, les conditions de travail, le protocole de mesure ainsi que l'état de fatigue peuvent être citées comme les principales sources d'erreurs [Rudlin 1996a, Barnouin 1993]. Ces différents exemples peuvent avoir aussi bien des avantages ou des désavantages. Par exemple, un opérateur confirmé est en mesure d'interpréter directement sur site la qualité de la mesure, et ainsi de réduire les « fausses alarmes ».

3.1.1.2 Incertitudes épistémiques

La frontière entre les incertitudes aléatoires et épistémiques peut être très fine, et peut évoluer avec le temps. Par exemple, si un protocole de mesure est utilisé mais que, plus tard, il est mis en évidence qu'il n'était pas suffisamment détaillé et précis, l'erreur épistémique liée au protocole de mesure peut devenir une erreur aléatoire. La définition d'un protocole de mesure est le point le plus important, pourtant souvent négligé [Estes 2003, Rouhan 2003].

3.1.1.3 Modélisation des incertitudes

Un nombre important d'incertitudes (explicitées dans les paragraphes précédents), joue un rôle dans les capacités de détection des techniques CND. Si les différentes incertitudes de mesure caractéristiques des techniques CND « communes » sont bien connues en laboratoire, les diagnostics menés sur ouvrage sont très loin des conditions optimales rencontrées dans les laboratoires. C'est notamment le cas lorsque l'opérateur a une influence importante sur les résultats des mesures collectées pendant le diagnostic : précision du positionnement de l'appareil de mesure, lecture visuelle

de la valeur, classement des défauts, conditions de travail... En prenant en compte ces différentes sources d'erreurs de mesure, il est facilement compréhensible que les résultats peuvent être considérés comme imparfaits. Par la suite, l'erreur globale de la chaîne de mesure incluant l'opérateur sera appelée erreur de mesure.

Il est ensuite nécessaire et important d'évaluer la propagation des incertitudes sur les conclusions d'un diagnostic de corrosion. Le principal objectif est alors de caractériser de manière probabiliste la grandeur d'intérêt (appelé variable de sortie) à partir des caractéristiques probabilistes de la donnée d'entrée. Dans ce manuscrit, la modélisation des incertitudes par l'approche probabiliste est décrite succinctement. La méthode probabiliste est couramment utilisée pour la modélisation d'incertitudes dans des problèmes d'optimisation des campagnes de mesure [Schoefs 2016, Schuëller 2001, Doltsinis 1999]. Elle est généralement composée de quatre étapes fondamentales [Neuilly 1996].

1) Représentation du résultat par une variable aléatoire

Dans la suite de cette démonstration, X_0 désigne la valeur vraie de la grandeur mesurée et désigne X_i la valeur brute obtenue avec l'appareil de mesure considéré. Le premier résultat qui peut être formulé à partir de ces 2 données d'entrée est l'erreur totale sur cette mesure, qui est notée E_i et est définie comme la différence décrite par l'Équation 26.

$$E_i = X_i - X_0 \quad \text{Équation 26}$$

La valeur vraie X_0 est, en général, inconnue et le but de la mesure est d'en obtenir une estimation la plus proche possible de la valeur vraie. Il en va de même pour l'erreur totale E_i , l'objectif du calcul statistique est de déterminer les limites dans lesquelles est comprise cette erreur.

La valeur de la mesure varie de façon imprévisible d'une mesure à l'autre. Elle est dite aléatoire. L'hypothèse fondamentale du traitement des erreurs de mesure par approche probabiliste est que le résultat obéit à une loi de probabilité bien définie, ce qui implique que les conditions de mesure soient bien précisées. Dans des conditions bien déterminées, les valeurs possibles X_i de la mesure sont réparties suivant une loi de probabilité caractéristique de l'erreur étudiée autour d'une valeur moyenne, notée m . Si la méthode de mesure est correcte, la valeur moyenne m est très proche de la valeur vraie X_0 .

2) Approximation d'une loi continue

Les valeurs possibles de la mesure forment toujours une suite discontinue du fait des différents arrondis (appareil de mesure et opérateur) et des échelles de lecture. Les probabilités p_i d'obtenir chaque valeur X_i sont représentées par un histogramme des probabilités. Un histogramme est composé de plusieurs rectangles dont les surfaces sont égales aux probabilités. La surface totale de l'histogramme ($\sum p_i$) est égale à 1 (ou 100% si les probabilités sont exprimées en %).

Si le nombre de valeurs possibles est assez grand, l'enveloppe de l'histogramme peut être assimilée à une courbe continue dont l'ordonnée est appelée densité de probabilité. La Figure 1-32 est un exemple qui illustre la notion d'histogramme de probabilités et la fonction continue représentative de cet

histogramme. La fonction caractéristique de cette courbe est appelée fonction de distribution. Elle est définie par l'Équation 27.

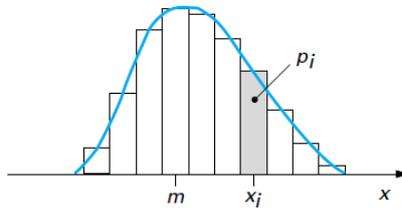


Figure 1-32 : Exemple d'un histogramme des probabilités et de la loi continue associée [Neuilly 1996].

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x)dx = 1 \quad \text{Équation 27}$$

3) Caractéristiques de la loi de de probabilité

Une loi de probabilité est caractérisée par deux principaux paramètres, qui sont :

- La valeur moyenne **m** de la population est appelée, en terme statistique, espérance mathématique qui est notée **E(x)**. Elle est définie de deux manières différentes : soit comme la somme de toutes les valeurs possibles (**p_iX_i**), soit en faisant l'approximation d'une loi continue. Ces deux différentes façons de définir la moyenne de la population sont définies par l'Équation 28.

$$m = E(x) = \sum_{i=1}^n p_i X_i = \int_{-\infty}^{+\infty} x f(x) dx \quad \text{Équation 28}$$

- Le moment centré d'ordre 2, ou plus communément appelé variance, est notée **σ²** (Équation 29). La racine carrée de la variance, **σ**, est appelée écart-type.

$$\sigma^2 = E(x - m)^2 = \sum_{i=1}^n p_i (X_i - m)^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) (x - m)^2 dx \quad \text{Équation 29}$$

4) Loi de probabilité de l'erreur totale

La loi de probabilité de l'erreur totale **E** se déduit de celle de la variable **x** en soustrayant la valeur vraie **X₀**. L'erreur totale est centrée sur la valeur **m-X₀**. La Figure 1-33 illustre ce concept.

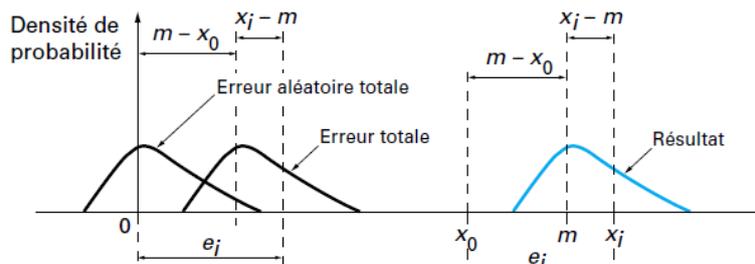


Figure 1-33 : Exemple d'une distribution de la variable x, et des erreurs associées [Neuilly 1996].

Plusieurs types de distribution de probabilités sont utilisés pour décrire les histogrammes de probabilités des variables étudiées. Les plus usuelles sont les lois Normales, Log-normale, Gamma ou Weibull. Le *Tableau 1-19* décrit les propriétés de chacune des lois usuelles.

Tableau 1-19 : Détail des principales lois de distribution.

Dénomination	Domaine	Densité de probabilités	Espérance	Variance
Normale	Réel	$\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}}$	m	σ^2
Log-normale	Réel positif	$\frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(x)-m)^2}{2\sigma^2}}$	$e^{m+\frac{\sigma^2}{2}}$	$(e^{\sigma^2} - 1)e^{2m+\sigma^2}$
Gamma	Réel positif	$\frac{\lambda^\alpha}{\Gamma(\alpha)} e^{-\lambda x} x^{\alpha-1}$	$\frac{\alpha}{\lambda}$	$\frac{\alpha}{\lambda^2}$
Weibull	Réel positif	$\frac{\beta}{\eta^\beta} x^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x}{\eta}\right)^\beta}$	$\eta\Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right)$	$\eta^2 \left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{\beta}\right) - \Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right)^2 \right]$

3.1.2 Impact de la détection sur l'aide à la décision

À partir de la définition statistique des différentes incertitudes de mesure, il est possible d'estimer la performance d'une technique de mesure CND en effectuant des analyses statistiques. La performance d'une technique de mesure CND peut être évaluée selon sa capacité de détection, qui peut être caractérisée par trois notions : la probabilité de détection (PoD), la probabilité de fausse alarme (PFA) et la courbe ROC (Receiver Operating Characteristic) [Schoefs 2012a]. Ces grandeurs sont directement utilisées dans les outils d'aide à la décision, notamment les méthodes RBI (Risk-Based Inspection), qui permettent aux gestionnaires d'optimiser leurs stratégies d'inspection [Faber 2002].

Le concept le plus couramment utilisé pour caractériser la performance d'une mesure CND est la probabilité de détection [Straub 2005, Faber 2002, Stewart 2001]. Elle est définie comme étant la probabilité de détection (**PoD**) d'un défaut, noté **d**, de taille supérieure au seuil de détection, noté **a_d** : **PoD**=**P(d**≥**a_d)**. A partir de la densité de probabilité du signal brut et celle de l'erreur de mesure, il est possible de déterminer les courbes PoD et PFA. Le bruit (ou erreur de mesure) dépend de la technique de mesure, des conditions environnementales et du protocole de mesure [Rouhan 2003, Rouhan 2000].

Généralement, dans le cas des mesures CND électrochimiques et électriques, le seuil de détection est remplacé par une variable aléatoire et les courbes PoD et PFA sont obtenues en utilisant le modèle Hit/Miss [Kessler 2015]. Cependant, de récentes études ont montré qu'à partir de mesures, les courbes PoD et PFA peuvent être déterminées suivant une définition bayésienne [Sheils 2010, Schoefs 2009, Rouhan 2003], comme décrites par l'Équation 30, où : **X** est l'évènement de détection (mesure de corrosion) et **d** l'évènement de décision (interprétation de la mesure).

$$\begin{aligned}
 \mathbf{PoD}(X) &= \mathbf{P}[d(X) = 1 | X = 1] \\
 \mathbf{PFA}(X) &= \mathbf{P}[d(X) = 1 | X = 0]
 \end{aligned}
 \tag{Equation 30}$$

La courbe ROC est une représentation graphique qui relie la PFA (en abscisse) et la PoD (en ordonnée). Pour un seuil de détection donné, le couple [PFA ; PoD] associé permet de caractériser la performance d'une méthode de contrôle (CND ou autre), et peut être considéré comme les coordonnées d'un point de plan (PFA ; PoD). Si le seuil de détection a_d appartient à l'intervalle $]-\infty ; +\infty[$, les points qui en résultent sont situés sur une courbe, appelée courbe ROC. Cette courbe, paramétrée par a_d , est définie par l'Équation 30.

Plusieurs exemples de courbe ROC sont présentés sur la *Figure 1-34* :

- la courbe ROC 1 correspond à la droite PoD=PFA, ce qui signifie que la probabilité de détection est égale à la probabilité de fausse alarme. La zone située sous ROC 1 (PoD=PFA) est appelée zone de non fonctionnement puisque la probabilité de fausse alarme est supérieure à la probabilité de détection ;
- la courbe ROC 2 correspond à un cas de détection parfait de la probabilité de détection ;
- la courbe ROC 3 est un exemple théorique de courbe ROC obtenue à partir des densités de probabilité des PoD et PFA définies pour 4 seuils de détection a_d différents.

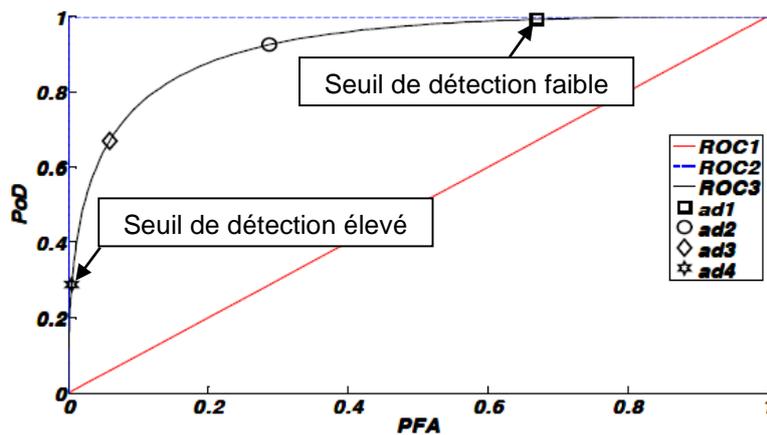
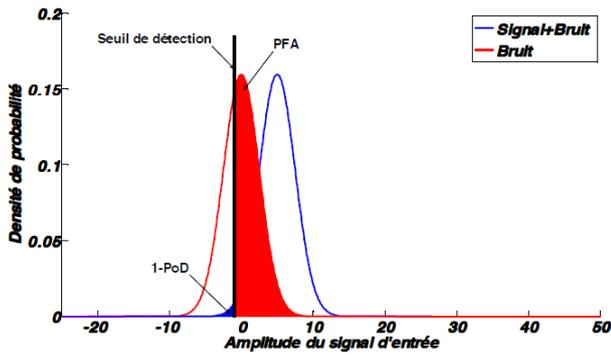
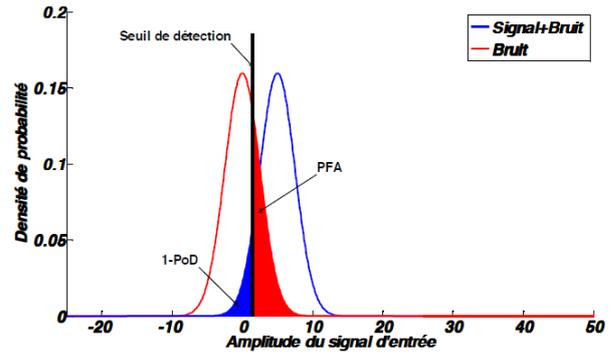


Figure 1-34 : Exemples de courbes ROC théoriques, avec mise en avant de l'effet du seuil de détection a_d sur le couple [PFA ; PoD] [Boero 2010].

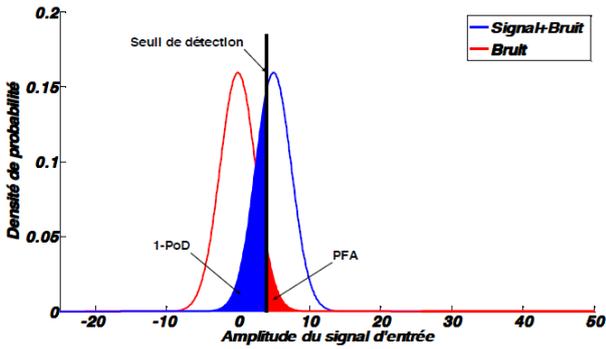
Sur la courbe ROC 3 (*Figure 1-34*), 4 couples [PFA ; PoD] ont été identifiés, ils sont associés aux seuils de détection : a_{d1} , a_{d2} , a_{d3} et a_{d4} . La *Figure 1-35* présente les couples [PFA ; PoD] associés à ces quatre différents seuils de détection a_d . Il en ressort que plus le seuil de détection est élevé, plus les probabilités PoD et PFA sont faibles.



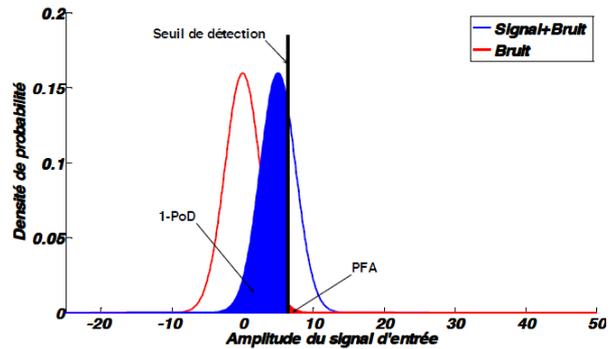
Seuil de détection a_{d1} .



Seuil de détection a_{d2} .



Seuil de détection a_{d3} .



Seuil de détection a_{d4} .

Figure 1-35 : Illustration des courbes PoD et PFA pour les 4 seuils de détection différents : a_{d1} , a_{d2} , a_{d3} et a_{d4} [Boero 2010].

3.1.3 Impact de la mesure sur l'aide à la décision

Il est généralement considéré que la détection de défaut (partie précédente) représente la première partie d'une inspection (ou d'un diagnostic). La seconde partie, quant-à-elle, traite de l'évaluation de la taille des défauts. Cette approche a permis le développement d'un arbre de décision complet (Figure 1-36), pour des méthodes RBI (Risk-Based Inspection) [Sheils 2010].

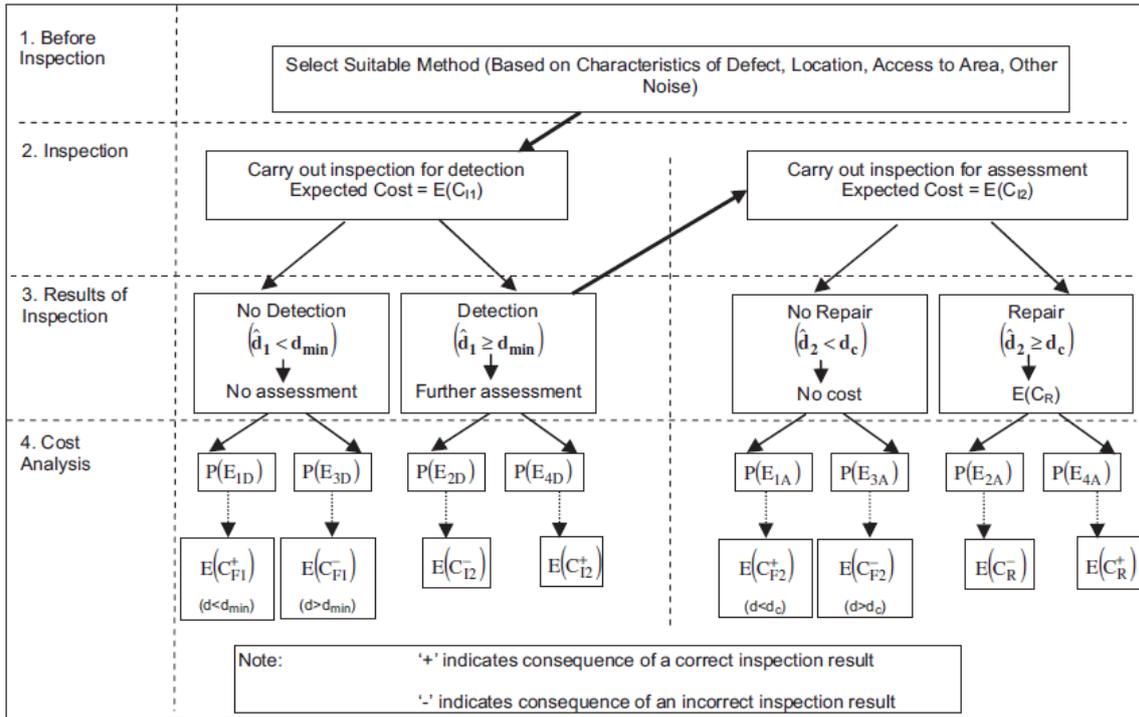


Figure 1-36 : Arbre de décision pour les résultats d'inspection d'un groupe de défaut [Sheils 2010].

Pour évaluer la taille des défauts, il a été nécessaire d'introduire deux nouvelles probabilités [Schoefs 2014, Sheils 2012, Sheils 2010] : probabilité d'une bonne évaluation (PGA)⁴ et la probabilité d'une mauvaise évaluation (PWA)⁵. Cependant, ces probabilités dépendent de la taille critique des défauts, notée d_c . Elle peut être fixée par les questionnaires d'ouvrages, ou bien définie comme étant la moyenne des défauts. Une distinction supplémentaire est nécessaire entre les probabilités qui conduisent à réparer (notée R) ou non (notée NR) le défaut. Ces probabilités sont décrites par l'Équation 31, avec d la taille réelle du défaut, \hat{d}_1 la taille du défaut détecté, d_{min} le seuil de détection et \hat{d}_2 la taille du défaut après inspection.

$$\begin{aligned}
 PGA_R &= P(\hat{d}_2 \geq d_c | d \geq d_c \ \& \ \hat{d}_1 \geq d_{min}) \\
 PGA_{NR} &= P(\hat{d}_2 < d_c | d < d_c \ \& \ \hat{d}_1 \geq d_{min}) \\
 PWA_R &= P(\hat{d}_2 \geq d_c | d < d_c \ \& \ \hat{d}_1 \geq d_{min}) \\
 PWA_{NR} &= P(\hat{d}_2 < d_c | d \geq d_c \ \& \ \hat{d}_1 \geq d_{min})
 \end{aligned}
 \tag{Equation 31}$$

Les probabilités PGA et PWA dépendent de la taille réelle du défaut, du seuil de détection et du bruit de mesure. La probabilité PGA_R correspond à la probabilité que le signal brut (signal et erreur de mesure) soit supérieur à la taille critique de défaut, alors que PGA_{NR} est la probabilité que le signal brut soit inférieur à la taille critique de défaut. De la même façon, PWA_R , est la probabilité que le signal brut

4) PGA : Probability of Good Assessment
 5) PWA : Probability of Wrong Assessment

soit supérieur à la taille critique de défaut alors que la taille réelle du défaut est inférieure à la taille critique, et inversement pour PWA_{NR} .

Une approche bayésienne permettant de modéliser les résultats d'inspection en suivant les objectifs des méthodes RBI (Risk-Based Inspection) à partir des théories de décisions (*Figure 1-36*, page 67) a été développée [Schoefs 2014, Schoefs 2012a, Boero 2009, Schoefs 2004]. Elle part du postulat suivant : une inspection est un problème de décision, pratiquer une inspection revient à prendre une décision. En effet, après l'inspection les mesures non-destructives permettent d'identifier un éventuel défaut. Mais en prenant en compte les incertitudes liées à la mesure, 4 événements d'inspections peuvent être identifiés :

- E_1 : pas de défaut et pas de détection ;
- E_2 : pas de défaut et détection ;
- E_3 : défaut et pas de détection ;
- E_4 : défaut et détection.

Ces événements peuvent être traduits en probabilité suivant une définition bayésienne, et il est possible de les exprimer suivant des PoD et PFA (*Équation 30*). Les probabilités des événements précédents sont présentées dans l'*Équation 32*, où γ est la probabilité de présence d'un défaut.

$$P(E_1) = P(X = 0 | d(X) = 0) = \frac{(1 - PFA(X))(1 - \gamma)}{(1 - PoD(X))\gamma + (1 - PFA(X))(1 - \gamma)}$$

$$P(E_2) = P(X = 0 | d(X) = 1) = \frac{PFA(X)(1 - \gamma)}{PoD(X)\gamma + PFA(X)(1 - \gamma)}$$

$$P(E_3) = P(X = 1 | d(X) = 0) = \frac{(1 - PoD(X))\gamma}{(1 - PoD(X))\gamma + (1 - PFA(X))(1 - \gamma)}$$

$$P(E_4) = P(X = 1 | d(X) = 1) = \frac{PoD(X)\gamma}{PoD(X)\gamma + PFA(X)(1 - \gamma)}$$

Équation 32

3.1.4 Optimisation des programmes d'inspection avec prise en compte de la variabilité spatiale du matériau

Dans les précédentes parties, les incertitudes de mesure ont été représentées sous forme de variables aléatoires car elles ne sont pas susceptibles de prendre une valeur différente selon la zone de l'ouvrage dans laquelle sont effectuées les mesures. Cette affirmation peut être considérée comme vraie pour les incertitudes de mesure, mais ce n'est pas le cas pour les mesures elles-mêmes.

La variabilité spatiale du béton est une caractéristique importante, qui provient de la non-homogénéité du béton sous forme de variation des propriétés mécaniques et physico-chimique, ou des zones de faiblesses dans les parties d'un ouvrage [Schoefs 2016, Aït-Mokhtar 2013, De Larrard 2010, Breyse 2009a, Breyse 2009b, Breyse 2007b, Li 2004]. La variabilité spatiale résulte de la variabilité intrinsèque des matériaux (taille et nature des granulats), de la date et heure d'approvisionnement du béton (durée de transport ...), de la mise en œuvre (béton vibré) et aussi des conditions environnementales lors du coulage (séchage plus ou moins rapide) [Aït-Mokhtar 2013, Larsson 2011, Scheffler 2011, Li 2007, Sudret 2006].

Des études récentes ont permis de mettre en évidence que la variabilité spatiale a une influence sur la fiabilité des structures [Stewart 2009a, Stewart 2009b, Stewart 2004]. L'effet de la prise en compte de la variabilité spatiale de la corrosion des armatures, concernant la fragilité et la durée de vie estimée d'une poutre soumise à un effort de flexion [Stewart 2004] et d'une poutre précontrainte d'un pont [Darmawan 2007] a été étudiée. Les conclusions de ces différentes études mettent en exergue que la probabilité de défaillance en prenant en compte la variabilité spatiale de la corrosion pouvait être jusqu'à 3 fois plus importante que dans le cadre d'une étude standard sans prise en compte de cette propriété [Darmawan 2007, Stewart 2004].

La caractéristique principale de la corrélation spatiale est la longueur de corrélation. La détermination de cette longueur de corrélation permet de déduire une distance d'échantillonnage optimisée entre deux points de mesure pour laquelle les variables de mesures sont statistiquement indépendantes [Nguyen 2014]. L'étude de la variabilité spatiale d'une variable quantitative en tout point de l'espace est appelée géostatistique.

La géostatistique est basée sur le postulat qu'un phénomène naturel n'est pas entièrement imprévisible. En effet, 2 mesures proches sont censées se ressembler davantage que 2 mesures éloignées. En considérant 2 points de mesure distants d'une distance \mathbf{h} , les variables aléatoires associées $\mathbf{Z}(\mathbf{x})$ et $\mathbf{Z}(\mathbf{x}+\mathbf{h})$ sont obtenues. La différence des 2 variables aléatoires, est également une variable aléatoire, faible lorsque \mathbf{h} est petit et plus importante lorsque \mathbf{h} augmente.

La covariance et le variogramme sont les deux outils principaux de la géostatistique dans le cas de champs stationnaires. Ce sont des outils descriptifs, utilisés pour décrire la corrélation spatiale d'un phénomène naturel (propriétés d'un sol, d'un massif ou d'un béton par exemple). Ce sont des fonctions aléatoires de la distance \mathbf{h} . La *Figure 1-37* présente un exemple de covariance entre 2 points de mesure distants de \mathbf{h} , isotrope définie par une fonction exponentielle décroissante (*Équation 33*), σ^2 est la variance de la variable aléatoire étudiée, tandis que λ est la longueur de corrélation. Le variogramme, quant-à-lui, est défini par l'*Équation 34*.

$$C(\mathbf{h}) = \sigma^2 e^{-\frac{\mathbf{h}}{\lambda}} \quad \text{Équation 33}$$

$$\gamma(\mathbf{h}) = \sigma^2 - C(\mathbf{h}) \quad \text{Équation 34}$$

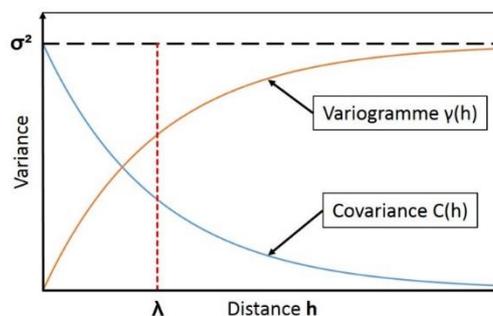


Figure 1-37 : Exemple de covariance et de variogramme [Nguyen 2014].

Le variogramme est souvent utilisé pour estimer la variabilité spatiale de phénomène naturel dans plusieurs domaines, tels que : l'écologie [Rossi 1992], la géologie [Lark 2002, Goovaerts 1999], la médecine [Fuchs 2002] ... Dans le cas de l'évaluation des bétons, la covariance et le variogramme sont utilisés pour estimer la corrélation spatiale entre des points de mesure sur une même structure (même matériau). Des travaux ont porté sur l'estimation de la longueur de corrélation des propriétés du béton à partir des données issues d'essais destructifs [O'Connor 2012, De Larrard 2010], ainsi qu'à partir de mesures non-destructives [Schoefs 2016, Gomez-Cardenas 2015, Nguyen 2014, Schoefs 2012b].

La longueur de corrélation traduit l'importance de la corrélation du domaine étudié « plus il est important, plus le domaine est fortement corrélé, de sorte que pour une longueur de corrélation nulle, le champ serait absolument non-corrélé (bruit blanc) tandis que pour une longueur de corrélation infinie le champ tendrait à être uniforme » [De Larrard 2010]. D'après l'Équation 33, la covariance et le variogramme peuvent être tracés connaissant la longueur de corrélation. En pratique, ce paramètre n'est pas connu, mais il est recherché.

Pour obtenir la longueur de corrélation, le variogramme est déterminé de façon expérimentale, comme indiqué par l'Équation 35, où $N(\mathbf{h})$ est le nombre de paires dont les points sont écartés d'une distance \mathbf{h} .

$$\gamma(\mathbf{h}) = \frac{1}{2N(\mathbf{h})} \sum^{N(\mathbf{h})} [Z(\mathbf{x}) - Z(\mathbf{x} + \mathbf{h})]^2 \quad \text{Équation 35}$$

Le variogramme ainsi obtenu est fiable pour de faibles distances \mathbf{h} [Webster 2007, Lark 2002]. Cependant, la distance maximale du variogramme ne doit pas être supérieure à la moitié de la distance maximale entre deux points de mesure dans toutes les directions [Arnaud 2000, Rossi 1992], ou de la diagonale d'une zone rectangulaire [Truong 2013].

3.1.5 Illustration avec le projet EvaDéOS

Le projet ANR EvaDéOS (Evaluation non destructive pour la prédiction de la Dégradation des structures et l'Optimisation de leur Suivi – de 2011 à 2014) avait pour objectif de proposer une méthodologie globale de suivi des structures en béton armé. Elle intègre les phases de l'évaluation, du diagnostic d'état, du pronostic et de la prise de décision en regroupant des partenaires spécialistes de ces différentes phases autour des gestionnaires [Balayssac 2016, Vu 2016, Gomez-Cardenas 2015, Mitzithra 2015].

Les travaux de Nguyen [Nguyen 2015, Nguyen 2014, Nguyen 2013, Nguyen 2012] portaient sur l'analyse de la variabilité de mesures CND pour en déduire la variabilité spatiale des bétons en conditions réelles. Une large campagne expérimentale a été menée sur des dalles situées sur un site test et sur deux ouvrages.

Les données acquises ont été traitées statistiquement par approche probabiliste :

- le nombre minimal de mesures nécessaires pour obtenir le niveau de confiance souhaité a été étudié par l'analyse de la variabilité des mesures, ce qui revient à déterminer les incertitudes de mesures des méthodes CND ;
- la corrélation spatiale des mesures a été modélisée par l'approche des variogrammes. Suivant la propriété du matériau étudiée, et selon le béton de l'ouvrage, les mesures ne sont pas toujours spatialement indépendantes. Mais lorsque la distance de corrélation a pu être déterminée, la variabilité spatiale du béton a été étudiée et un pas d'échantillonnage optimal sur ouvrage permettant de représenter au mieux la cartographie spatiale des propriétés du béton a été calculé.

Plusieurs techniques CND ont été étudiées, dont la résistivité électrique du béton de surface qui a été mesurée en utilisant une sonde quadripôle carré d'espacement 5 ou 10 cm⁶⁾. Les résultats obtenus indiquent que [Nguyen 2014] :

- pour obtenir une précision à 5% de variabilité en répétabilité (**VR**), une mesure est suffisante alors qu'à l'échelle locale (**VL**), un nombre minimal de six mesures espacées de quelques centimètres dans la même maille est nécessaire et à l'échelle globale (**VG**) douze mesures sont nécessaires. Ces résultats ont été obtenus à partir des essais réalisés sur les dalles situées en site test (*Figure 1-38*).

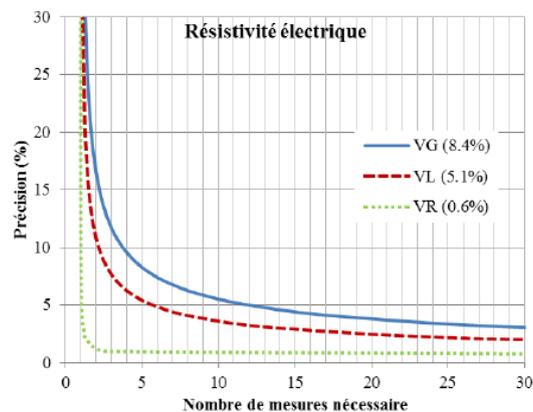


Figure 1-38 : Variation du niveau de confiance sur l'évaluation de la moyenne de résistivité électrique en fonction du nombre de mesures [Nguyen 2014].

- la longueur de corrélation entre deux mesures est de 60 cm. Cette valeur a été obtenue par modélisation du variogramme (*Figure 1-37*) basée sur les mesures réalisées sur les dalles situées en site test et directement *in-situ* sur ouvrage.

Cet exemple, présenté de manière succincte, montre les possibilités de l'utilisation de l'approche probabiliste pour optimiser un diagnostic de corrosion : pas d'échantillonnage optimal, prise en compte des incertitudes de mesures...

⁶⁾ Matériel de mesure différent d'une sonde Wenner classiquement utilisée en diagnostic de corrosion.

Plusieurs projets (EvaDéOS, SENSO, ACDC-C2D2...) ont utilisé l'approche probabiliste pour déterminer le risque de corrosion des armatures, mais toujours selon un point de vue durabiliste (*Figure 1-4*). C'est-à-dire en considérant que la corrosion s'initiait à partir du moment où les agents agressifs avaient atteint les armatures (carbonatation) et en quantité suffisante (ions chlorure), sans prendre en compte les autres paramètres nécessaires à l'initiation de la corrosion (présence d'oxygène et d'électrolyte).

À notre connaissance, l'approche probabiliste n'a jamais été utilisée dans le cadre d'une approche corrosionniste, c'est-à-dire à partir de différentes mesures directement liées à l'état de corrosion des armatures (potentiel de corrosion et densité de courant de corrosion).

3.2 Aide à la décision

Le Data Mining permet, à partir d'une très importante quantité de données brutes, d'en extraire de façon automatique ou semi-automatique les informations cachées, pertinentes et/ou inconnues auparavant, tout en mettant en avant les associations et les tendances des données [Diday 2011, Calas 2006]. Plus généralement, il est défini comme étant une démarche qui a pour objet de découvrir les relations et les faits, à la fois nouveaux et significatifs, sur de grands ensembles de données [Ye 2003]. Il peut être utilisé aussi bien dans le chargement et le nettoyage des données dans les bases de données, que dans la mise en forme des résultats ou que pour la classification et la mise en relation de différentes données. Ce dernier point est particulièrement important pour l'aide à la décision [Calas 2006].

3.2.1 Méthodes de classification des données

Les différentes méthodes de classification de données doivent : rechercher les causes des résultats données par l'analyse multidimensionnelle, vérifier les hypothèses et, également, permettre de découvrir des corrélations entre les différentes données. Il existe 2 principales méthodes d'approche de classification des données [Afonso 2010, Ye 2003] :

- les méthodes non-supervisées qui sont dites exploratives [Candillier 2004] ;
- les méthodes supervisées qui sont dites prédictives [Mitchell 1997].

3.2.1.1 Classification non-supervisée des données

Le regroupement des données en différentes classes (ou partitionnement de données, ou encore clustering) est utilisé depuis de nombreuses années dans plusieurs domaines tels que l'économie et les statistiques [Bock 2012]. L'objectif premier de la classification non-supervisée des données est de séparer un ensemble d'objets en plusieurs groupes présentant des similarités statistiques de comportement [Saporta 2006, Duda 1995, Jain 1988]. D'une façon plus classique, la classification non-supervisée revient à regrouper un ensemble de données de manière la plus intuitive possible [Cury 2010a]. La *Figure 1-39* illustre ce concept de classification, d'après l'algorithme des nuées dynamiques [Silva 2005].

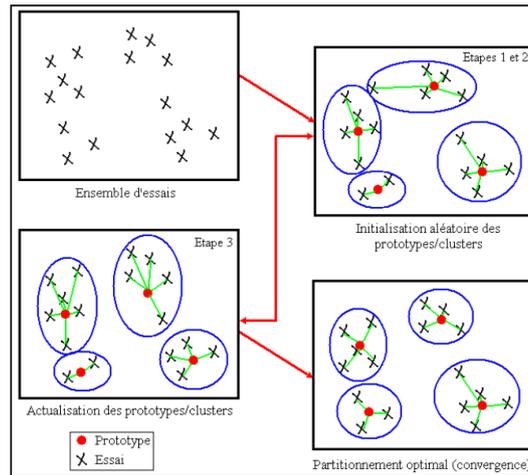


Figure 1-39 : Schéma simplifié expliquant la classification non-supervisée des données par l'algorithme des nuées dynamiques [Silva 2005].

Pour répondre à cet objectif de classification, plusieurs familles de méthodes de clustering ont été créées. Les plus anciennes sont les méthodes hiérarchiques [Karypis 1999, Guha 1998, Mitchell 1997, Gennari 1989, Fisher 1987], puis les méthodes basées sur les K-moyennes [Zhang 1997, Ng 1994], ensuite les méthodes basées sur la densité [Ankerst 1999, Ester 1996], les méthodes basées sur les grilles [Brézellec 2001, Sheikholeslami 2000], les méthodes statistiques [Berkhin 2006], les méthodes basées sur la théorie des graphes [Keim 1999], les méthodes basées sur la recherche stochastique [Jain 1999], et pour finir les méthodes basées sur les réseaux de neurones non-supervisés qui sont les plus courantes à l'heure actuelle [Su 2000].

Les méthodes de classification non-supervisées servent principalement à extraire des informations nouvelles et originales d'un ensemble de données dont les attributs sont équivalents, c'est-à-dire non-pondérés entre eux. Les résultats de ces algorithmes doivent être analysés, par un expert, afin d'être retenus pour un usage ou tout simplement rejetés [Calas 2006]. Les méthodes de clustering ont les capacités d'organiser un grand nombre de données tout en simplifiant l'information et en généralisant l'analyse des différents comportements [Candillier 2004]. Une fois bien maîtrisées, ces informations peuvent servir de base à la prédiction et formuler des hypothèses sur la base des clusters existants [Santos 2014, Cury 2010a, Silva 2005, Cleuziou 2004].

3.2.1.2 Classification supervisée des données

Contrairement à la classification non-supervisée, où l'algorithme utilisé doit découvrir lui-même les différents groupes représentant un comportement similaire [Duda 1995], les méthodes supervisées des données supposent qu'il existe déjà une classification où ces différents groupes sont référencés [Mitchell 1997]. Le but est alors de classer automatiquement, un « nouveau » jeu de données, dans un groupe existant [Beney 2008].

La première étape consiste à « entraîner » le modèle, c'est-à-dire lui définir les caractéristiques de chaque classe. Généralement, une base d'apprentissage qui contient des exemples déjà traités dont la classification est connue est utilisée. L'objectif du modèle est d'apprendre les caractéristiques de

chaque classe (pourquoi cet échantillon a été rangé dans cette catégorie ?), afin de généraliser et de pouvoir prédire correctement la classe d'appartenance d'un nouvel objet. La *Figure 1-40* présente le fonctionnement d'un algorithme de classification supervisée [Lebrun 2006].

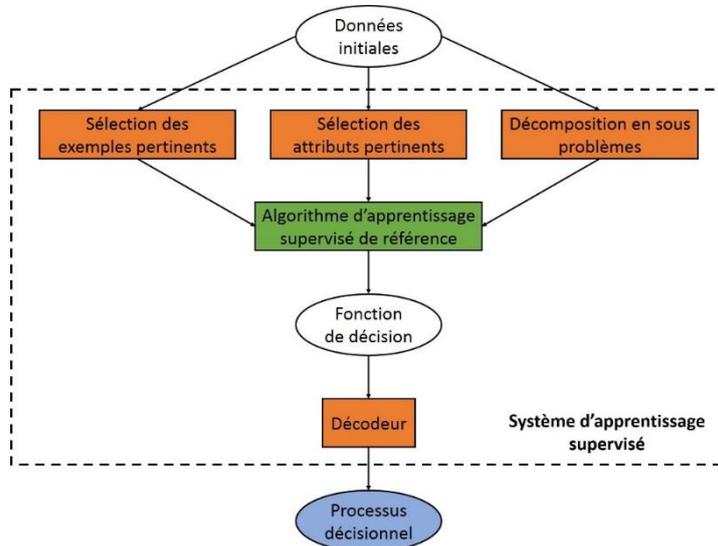


Figure 1-40 : Les différents composants d'une méthode de classification supervisée [Lebrun 2006].

Il existe plusieurs familles de méthodes de clustering : K plus proches voisins [Hechenbichler 2004, Salton 1986, Stanfill 1986], les arbres de décision [Loh 2011, Quinlan 1993, Quinlan 1986, Breiman 1984, Kass 1980], les réseaux de neurones [Cornuéjols 2010, Cherkassky 2009, Dreyfus 2002, Haykin 1999, Rosenblatt 1958] et les Machines à Vecteurs Supports [Abe 2005, Platt 1999, Vapnik 1998, Boser 1992].

3.2.2 De la classification des données à l'aide à la décision

Le but de l'aide à la décision est de guider et d'éclairer le décideur tout au long de son processus de décision [Roy 1993, Roy 1990, Roy 1985]. L'objectif est d'accompagner le décideur en faisant ressortir les informations les plus pertinentes de celles qui le sont moins [Henriet 2000].

Le Data Mining ayant fait ses preuves dans le domaine du médical [Pauletto 2009, Lavrač 2005, Lavrač 1999], il est également utilisé selon les mêmes principes pour l'aide à la décision appliquée au génie-civil [Crémona 2016, Santos 2014, Santos 2013]. Cette démarche est en totale adéquation avec la réflexion globale actuelle menée par les gestionnaires d'ouvrage, qui consiste à se préoccuper de la santé structurale et de la performance des ouvrages plutôt qu'à la détection des dégradations qui ont déjà nuit à la santé de l'ouvrage [Orcesi 2010]. Il s'agit d'une approche préventive et non curative, c'est à dire anticiper les dégradations avant que celles-ci ne soient visibles.

3.2.2.1 Illustration avec le projet S3

Le projet S3 (Surveillance de Santé Structurale – de 2007 à 2010) s'est intéressé à la surveillance structurale des tours aéroréfrigérants des centrales nucléaires d'EDF [Courtois 2012, Claudel 2011, Courtois 2011, Afonso 2010]. Dans cette étude, trois données d'entrées ont été utilisées pour qualifier

l'état de santé structurale des tours aéroréfrigérants, à savoir : l'altimétrie, les fissures (nombres et longueur cumulée) et les défauts visuels liés à une activité de corrosion. Ces données ont été obtenues à la suite d'une surveillance régulière opérationnelle des tours. Ces données sont utilisées pour déterminer l'état de santé structurale de chacune des tours. Elles sont classées dans trois catégories différentes, qui correspondent à un état de santé déterminé : satisfaisant, en observation ou sensible.

Dans un premier temps, les données ont été traitées en utilisant le programme de classement habituellement utilisé par EDF. Les différentes données sont assemblées au sein d'un indicateur qui pondère les différents paramètres entre eux, par exemple les fissures sont pondérées d'un coefficient 2. Les tours sont ensuite classées dans les trois catégories (satisfaisant, en observation ou sensible) suivant cet indicateur.

Par la suite, ces mêmes données ont été analysées par Data Mining, et plus précisément par des méthodes de classification des données. Ces méthodes prennent en compte toutes les données sans considérer certaines données plus importantes que d'autres, c'est-à-dire sans leur octroyer un coefficient de pondération. Ainsi, l'étude est plus complète et plus objective, en comparaison avec l'analyse classique utilisée par EDF. Cependant, le Data Mining repose sur l'établissement d'un critère de classification qui a été défini à « dire d'expert ».

Le classement par approche de Data Mining a abouti au même classement que l'analyse classique d'EDF, à une exception près. En effet, jusque-là, l'analyse utilisée par EDF classait une tour dans la catégorie « satisfaisante » alors que le Data Mining l'a classé dans la catégorie « en observation ». Suite à ce constat, des inspections opérationnelles supplémentaires ont été menées sur cette tour. Les conclusions des inspections indiquent que l'état de santé structurale de la tour nécessite bien d'être surveillée.

En conclusion de cette étude menée sur l'état de santé structurale des tours aéroréfrigérants d'EDF, la méthode de classification par Data Mining a donné des résultats très semblables à ceux obtenus par la méthode classiquement utilisée par EDF. Seulement, une tour était classée dans la mauvaise catégorie. Cette étude a permis de conforter EDF dans la fiabilité de leur méthode de classement actuelle, tout en leur proposant une nouvelle méthode de meilleure qualité.

3.2.2.2 Illustration avec le projet AppleT

Le projet ANR AppleT (Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive PerformantielLE et probabilisTe – de 2007 à 2010) avait pour objectif de définir une procédure détaillée qui permette d'évaluer la performance des éléments de structure en béton [Cremona 2012]. Le groupe de travail GT3 « Diagnostic électrochimique des ouvrages dégradés » recherchait d'éventuelles lois de comportement de corrosion en fonction de différents paramètres tels que : la contamination du béton (sain, pollué par des ions chlorure par gâchage ou par immersion/séchage et carbonaté), l'environnement climatique (deux températures : 20 et 45°C, trois humidités relatives : 60; 80 et 92% et l'extérieur naturel) et le temps (3 ans) [Bouteiller 2010a, Bouteiller 2010b, L'Hostis 2010a, L'Hostis 2010b, Laurens 2010a, Laurens 2010b, Marie-Victoire 2010b, Marie-Victoire 2010a, Vallot 2009, Bouteiller 2008, Garciaz 2008,

Bouteiller 2007]. Les corps d'épreuve en béton armé fabriqués dans ce projet présentaient des dimensions différentes (dalles (60x60x7 cm), dallettes (30x30x5 cm) et prismes (15x5x5 cm)) et des surfaces d'armature polarisables contrôlées variables ($p = 5$ cm ; $m = 10$ cm, $g = 20$ cm et $d = 20$ cm sur demi circonférence).

Pour l'étude sur le suivi de la corrosion des armatures dans les prismes, 160 échantillons ont été investigués. Les prismes étaient représentatifs de quatre contaminations différentes, avec 40 prismes par environnement climatique [Bouteiller 2010b] :

- prismes **T** : échantillons témoins (ou référence) sans aucune agression ;
- prismes **C** : le béton était carbonaté sur la totalité de son enrobage (2,2 cm) ;
- prismes **I** : les ions chlorure ont été apportés par cycles d'immersion séchage dans une solution saline (35 g/L de NaCl) la concentration en ions chlorure au niveau de l'armature était au moins égale à 0,4% en masse par rapport au poids de ciment (275 kg de ciment par m³ de béton) ;
- prismes **G** : les ions chlorure ont été apportés au moment du gâchage où 5% de NaCl par rapport au poids de ciment ont été ajoutés (275 kg de ciment par m³ de béton).

Des mesures électrochimiques de potentiel de corrosion, de résistance électrique du béton et un calcul de densité de courant de corrosion ont été réalisées quatre fois par an pendant deux ans sur chacun des prismes.

Les questions posées étaient les suivantes :

- discerner une agression par rapport à une autre de par son comportement vis-à-vis du phénomène de corrosion ;
- discerner l'environnement climatique le plus favorable au développement de la corrosion ;
- trouver une loi de comportement par rapport au couple température/humidité relative ou de l'un des deux paramètres ;
- déterminer la cinétique de corrosion en fonction du temps ;
- établir des corrélations entre les différentes grandeurs électrochimiques.

Pour répondre à ces questions, une approche de traitement de données par analyse symbolique a été utilisée en considérant les différentes mesures de corrosion représentées par des histogrammes selon deux types de découpage : soit issu de la littérature [Andrade 2004, Elsener 2003, Polder 2000] soit déterminé par le programme Histsyr® développé par la société Syrokko [Bouteiller 2012c, SYROKKO 2010]. A titre d'exemple de résultats, le graphique des camemberts de fréquence pour la variable potentiel de corrosion découpée suivant les seuils de la littérature pour les quatre différentes pollutions, est présenté sur la *Figure 1-41* [Bouteiller 2012c, SYROKKO 2010].

Chapitre 1 : Etude bibliographique

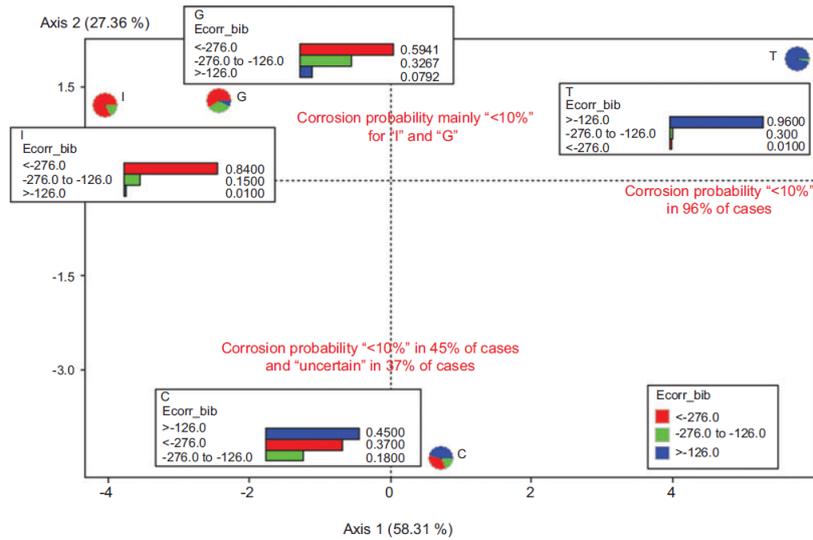


Figure 1-41 : Graphique des camemberts de fréquences pour la variable potentiel de corrosion découpée suivant les seuils de la littérature [Bouteiller 2012c].

4 Conclusion

A partir de ce premier chapitre bibliographique, différentes informations sur le diagnostic de corrosion d'un ouvrage en béton armé au temps « t », peuvent être résumées :

- après avoir présenté les différentes mesures existantes pour réaliser un diagnostic de corrosion d'un ouvrage en béton armé et notamment les mesures électrochimiques et électriques (potentiel de corrosion, résistivité électrique du béton et densité de courant de corrosion), il a été mis en évidence que les résultats de ces mesures dépendent, à la fois du protocole de mesure *in-situ* et des appareils de mesure utilisés. De plus, certains facteurs extérieurs (formulation du béton, environnement ...) impactant les mesures ont été identifiés : contamination du béton d'enrobage, teneur en eau du matériau (en surface et à cœur), température, teneur en oxygène ... ;
- il s'avère que la carbonatation des bétons provoque d'importants changements dans la conductivité électrique du matériau, notamment à l'interface acier/béton, qui peuvent rendre plus difficile la réalisation des mesures, et compliquer leurs interprétations (par rapport à un béton armé contaminé par des ions chlorure) ;
- interpréter les données du diagnostic de corrosion pour des ouvrages exposés en zone atmosphérique peut conduire à des résultats différents dans une finalité d'aide à la décision selon l'utilisation des documents disponibles : normes, actions européennes COST ou recommandations du groupe de travail de la RILEM ;
- utiliser des approches probabilistes dans l'optimisation et la fiabilisation des données du diagnostic de corrosion, ainsi que des méthodes de Data Mining pour la classification des données pourraient être pertinentes pour l'aide à la décision ;

- proposer une méthodologie intégrant non seulement les résultats de la mesure mais également l'exploitation et l'interprétation des données pour aider le maître d'ouvrage dans sa prise de décision dans un contexte de gestion d'un parc d'ouvrages vieillissants.

Dans le cadre de ces travaux de thèse, il a été décidé de travailler sur un ouvrage exposé aux ions chlorure (plutôt que carbonaté). L'objectif est de fiabiliser le diagnostic de corrosion réalisé sur le pont de l'île de Ré d'où le nom du projet DéCoF-Ré (Décision par diagnostic de Corrosion en toute Fiability sur le pont de l'île de Ré⁷⁾ – de 2014 à 2018).

Pour réaliser cet objectif, différentes actions ont été proposées :

- constituer une base de données de diagnostic de corrosion à partir de mesures non-destructives (potentiel de corrosion, résistivité électrique du béton et densité de courant de corrosion) selon un choix de piles, de hauteurs d'étude, d'exposition ainsi que des critères environnementaux et temporels ;
- fiabiliser le diagnostic de corrosion en proposant une correction des effets environnementaux, principalement le phénomène de marnage et la saisonnalité ;
- interpréter les deux jeux de données du diagnostic de corrosion (brut et fiabilisé) au regard des documents existants pour déterminer l'état de corrosion des éléments en béton armé investigués à des fins de gestion d'ouvrage et d'aide à la décision ;
- discuter de la validité des documents pour des ouvrages en milieu maritime et pas exclusivement atmosphérique ;
- utiliser l'approche de Data Mining pour tenter de classifier les zones investiguées en termes de dégradation de corrosion.

⁷⁾ Le second objectif du projet est d'étudier la durabilité du béton armé des piles du pont de l'île de Ré.

Chapitre 2 : Campagne expérimentale

Le Chapitre 2 de ce manuscrit évoque successivement : (i) la présentation de l'ouvrage, (ii) la sélection des piles à étudier dans un diagnostic de corrosion, (iii) la logistique associée aux investigations et enfin la méthodologie de diagnostic de corrosion utilisée.

1 Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de la convention de recherche DéCoF-Ré⁸⁾, le Département de la Charente-Maritime (17) a mis à disposition le pont de l'île de Ré (*Figure 2-1*).



Figure 2-1 : Photographie du pont de l'île de Ré (Crédit photographie : V. Bouteiller, 2015).

1.1 Situation géographique et historique de l'ouvrage

L'île de Ré est située sur le littoral atlantique, au large des côtes de la Charente-Maritime, et au sud des côtes Vendéennes. Sa superficie totale d'environ 85 km², avec une longueur d'environ 26 km et une largeur variant entre 70 m et 5 km, en fait la quatrième plus grande île de France métropolitaine. Le pont de l'île de Ré (inauguré le 19 mai 1988) assure la liaison entre le lieu-dit de La Repentie situé au nord-ouest de La Rochelle (côté continent) et la pointe de Sablanceaux située sur la commune de Rivedoux-Plage à l'est de l'île de Ré (*Figure 2-2*). Chaque année, plus de 6 millions de véhicules (dont 5% de poids lourd) empruntent le pont de l'île de Ré, avec des pointes allant jusqu'à 28 000 véhicules par jour en été.

⁸⁾ Décision par diagnostic de Corrosion en toute Fabilité sur le pont de l'île de Ré.

Chapitre 2 : Campagne expérimentale

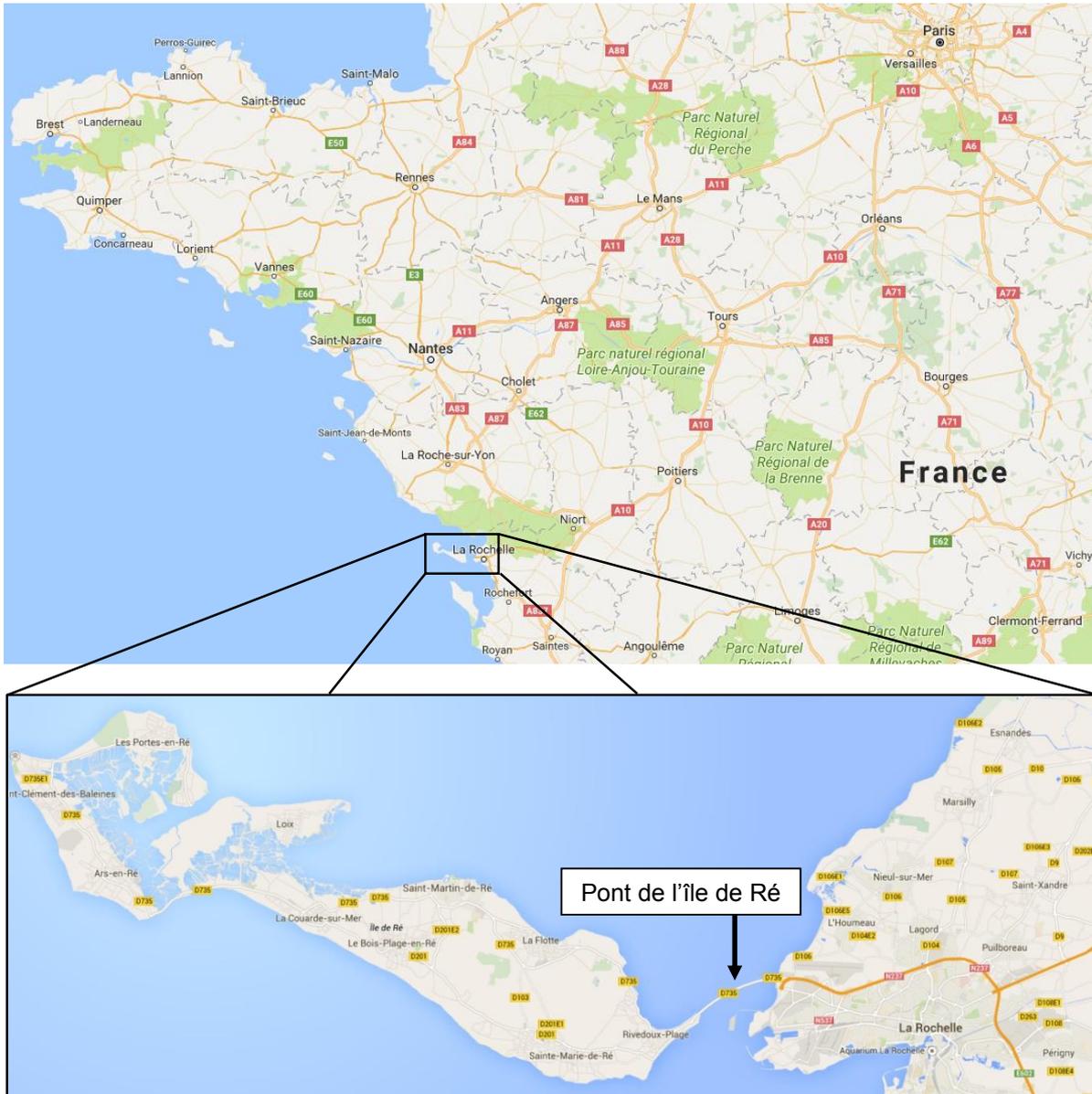


Figure 2-2 : Implantation géographique de pont de l'île de Ré.

Le livrable « L1-1 Présentation du Pont de l'île de Ré – Choix des piles à diagnostiquer » du projet DéCoF-Ré présente des informations supplémentaires sur la situation géographique ainsi que sur l'historique du pont de Ré [Bourreau 2016].

1.2 Construction de l'ouvrage

1.2.1 Caractéristiques générales

En 1988, le pont de l'île de Ré détient le record du plus long pont de France avec une longueur de 2 928,5 m, un rayon de courbure horizontale de 5 000 m et une hauteur qui culmine à 42 m au-dessus du niveau de la mer⁹⁾.

L'ouvrage de type mono-caisson précontraint en voussoirs préfabriqués à âmes inclinées construits par encorbellements successifs est constitué de six viaducs élémentaires qui sont reliés entre eux par des joints de chaussés, de type cantilever, situés à mi-travée. L'ouvrage comporte 29 travées au total, 24 d'entre elles ont une longueur de 110 m de longueur, les 5 autres sont situées aux extrémités du pont et ont des longueurs comprises entre 37,2 et 83,2 m. L'ouvrage repose sur deux culées (C0 et C29) et 28 piles (P1 à P28), dont trois sur plage (P1, P2 et P3) et deux sur rochers (P27 et P28).

La *Figure 2-3* présente schématiquement l'élévation longitudinale du pont. Le tirant d'air maximal, à savoir la distance entre le point le plus bas du tablier et la ligne des plus hautes eaux, est de 30 m sur les 4 travées situées entre les piles P10 et P14 (passe navigable¹⁰⁾).

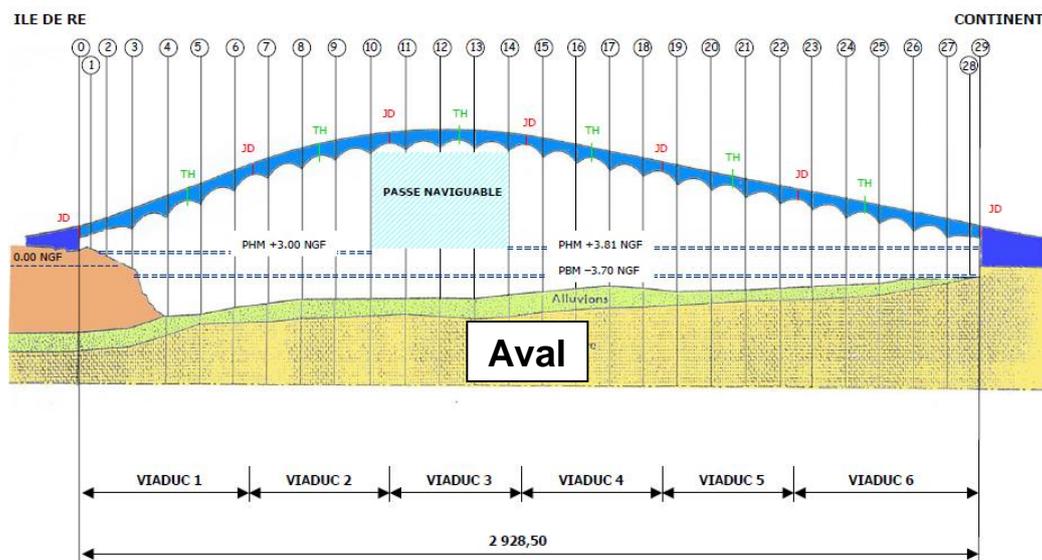


Figure 2-3 : Représentation schématique de l'élévation longitudinale du pont de l'île de Ré, avec identification de la passe navigable [Sauvage 2006].

⁹⁾ En 2017, il est le 2^{ème} pont en termes de portée après celui de Saint-Nazaire (3356m).

¹⁰⁾ A l'époque de la construction, la base navale militaire de Rochefort, pour des raisons stratégiques, a imposé un libre passage dans le Pertuis Charentais qui sépare l'île du continent. Le pont ne devait pas empêcher le passage des grandes embarcations du type bateau de guerre ou grand voilier.

1.2.2 Le tablier

La *Figure 2-4* est une représentation schématique d'une coupe transversale du tablier. La largeur totale du tablier du pont est de 15,5 m. Le tablier supporte une chaussée d'une largeur de 9 m (deux voies de circulation (2x3,5 m) et deux bandes d'arrêt d'urgence (2x1 m), une piste cyclable d'une largeur (avec séparateur en béton) de 2,95 m (côté nord), une piste piétons d'une largeur (avec séparateur en béton) de 2,95 m (côté sud) et des barrières de sécurité de type BN1 (0,3 m de large chacune) des deux côtés.

Le tablier est un assemblage de 796 voussoirs coulés sur place à partir de deux centrales à béton produisant du béton haute performance (B40F) et d'un atelier de ferrailage. Les voussoirs ont une hauteur variable, de 4 m à mi-travée à 7 m pour les voussoirs sur pile (VSP). A l'intérieur du voussoir, sont installés les réseaux d'eau, d'électricité et de téléphone qui permettent de desservir l'île de Ré.

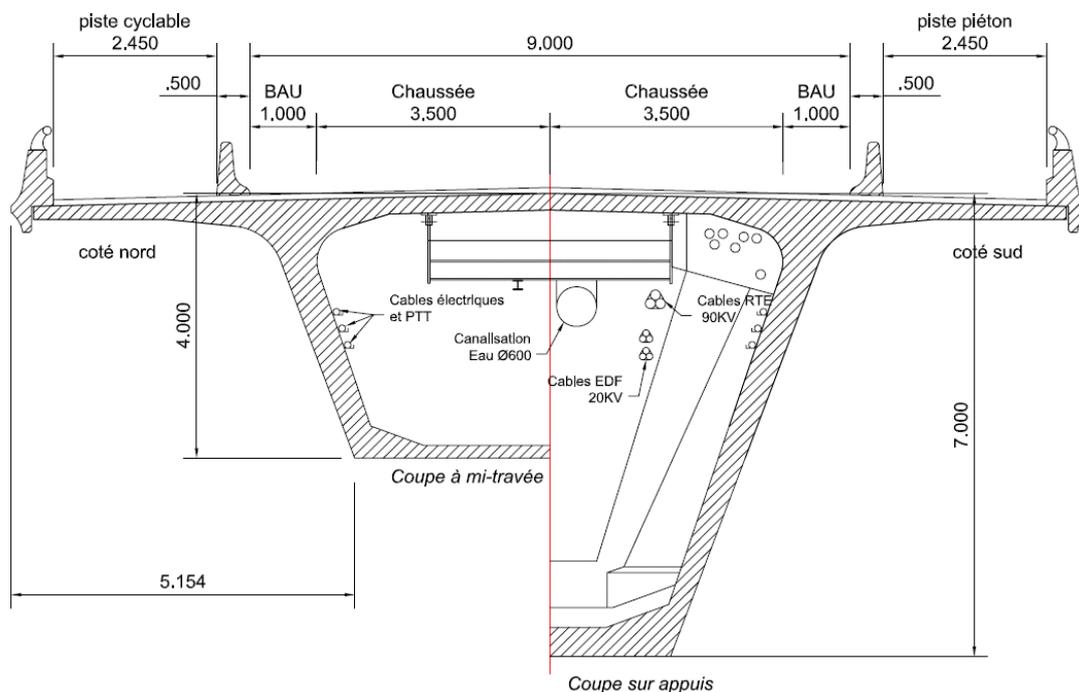


Figure 2-4 : Représentation schématique d'une coupe transversale de voussoir [Sauvage 2006].

1.2.3 Les appuis (culées et piles)

Le tablier repose sur deux culées (C0 et C29) situées aux extrémités du pont et sur 28 piles (de P1 à P28). Compte-tenu du trafic maritime important, le cahier des charges imposait aux piles de pouvoir résister à un choc de navire (estimé à 2 000 tonnes).

Les *Figure 2-5* et *Figure 2-6* sont deux extraits des plans de construction des piles du pont de l'île de Ré qui présentent, pour la première, la géométrie des fondations et, pour la seconde, l'élévation des piles (issus du dossier d'ouvrage [BOUYGUES 1987d]).

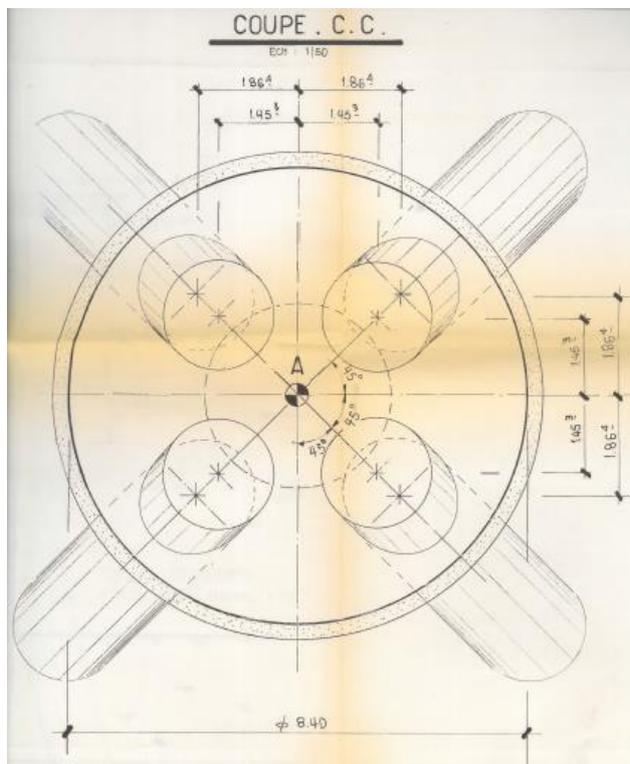


Figure 2-5 : Plans de construction des fondations [BOUYGUES 1987d].

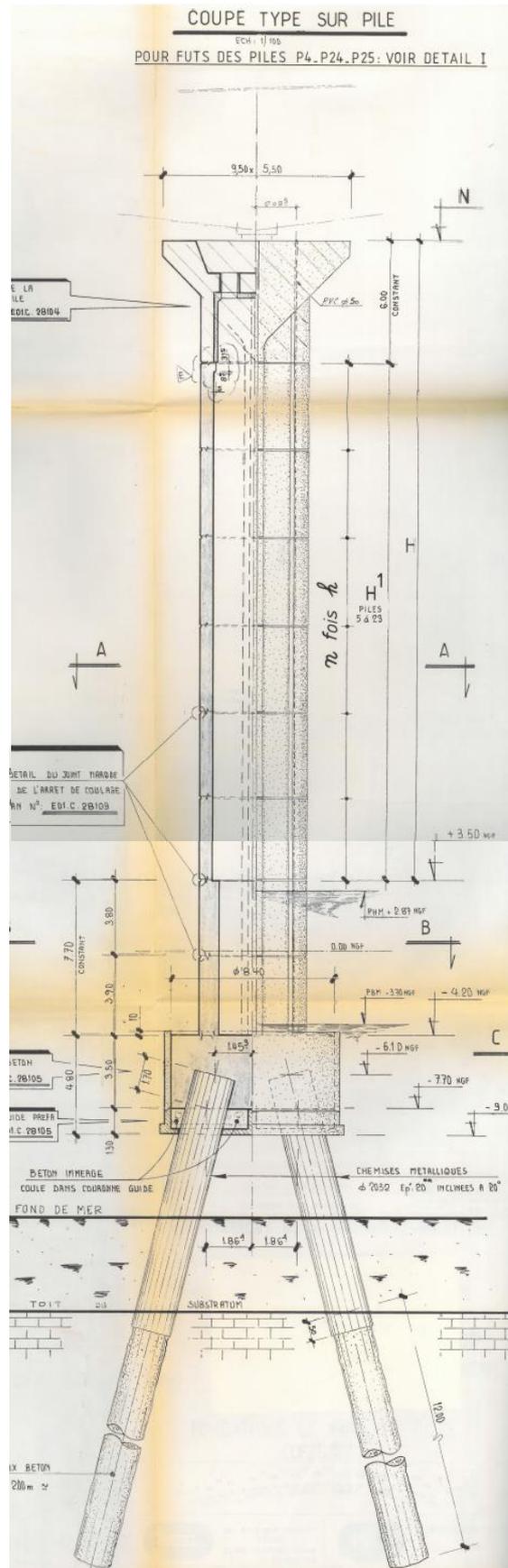


Figure 2-6 : Plan de construction des piles P4 à P24 [BOUYGUES 1987d].

- Fondations des piles :

Les piles ne sont pas « posées » sur le fond marin, mais sont maintenues par des fondations profondes, qui sont constituées de quatre pieux inclinés à 20° (*Figure 2-5*). Chaque pieu a un diamètre de 2 m et est encasté de 12 m dans le substratum calcaire. Des chemises métalliques (d'épaisseur 2 cm et de diamètre 2 m) ont été positionnées à 20°C d'inclinaison, puis battues jusqu'à une profondeur d'ancrage de 1,5 m dans le substratum calcaire. Ensuite, les pieux ont été forés à partir de plateformes de forage pétrolier off-shore. Le forage effectué, une cage d'armature était descendue dans la cavité prête à recevoir le béton. Ce dernier, préparé à partir des pontons de bétonnage, était injecté sous pression dans la cavité afin de constituer le pieu définitif en béton armé. L'opération durait de deux à trois heures, à raison de 100 m³ de béton par pieu. Pour les piles à terre (P1 et P2), les quatre pieux ne sont pas inclinés mais verticaux. Ils ont un diamètre de 1,5 m et sont toujours enfoncés d'environ 12 m dans le substratum calcaire.

La semelle de fondation directement imbriquée sur les pieux a un diamètre de 9 m. Elle est l'assemblage de deux éléments différents : une couronne-guide (pour le forage des pieux) d'une hauteur de 1,3 m et une virole haute de 3,6 m. Au final, cela représente un cylindre d'une hauteur totale de 4,9 m sur un diamètre de 9 m (*Figure 2-6*). Lors de la construction des fondations, la couronne-guide a été placée à une altimétrie précise située à -9 m par rapport au niveau 0 du NGF (appelé par la suite NGF).

- Élévation des piles :

Les piles, en elles-mêmes, sont une succession de « fûts de pile » (ou levées) bétonnés les uns sur les autres (*Figure 2-6*), par coffrage grim pant successif au fur et à mesure de la prise/séchage. Le coffrage et la cage d'armature de la première levée sont mis en place directement sur la semelle, puis le béton est coulé. Lorsque que le béton est suffisamment mature, la deuxième levée est coffrée, ferrillée puis coulée¹¹⁾. Ce cycle continue jusqu'à avoir coulé le bon nombre de levées prévues par pile. Pour finir, le bétonnage du chevêtre de la tête de pile, d'une hauteur de 3,896 ou 6 m, est effectué en utilisant un coffrage et des cages d'armature dédiés.

Le nombre de levées ainsi que leur hauteur est différent pour chaque pile. Les plus petites piles sont composées d'une levée, alors que les plus hautes comportent huit fûts. La hauteur des levées est comprise entre 0,84 et 4,25 m. Les levées ne sont pas pleines : les deux premières ont une épaisseur de 80 cm, alors que les suivantes ont des épaisseurs de 40 cm. Le taux de travail des sections en béton armé est ainsi optimisé, ce qui permet de réduire la quantité de béton utilisé. Cela réduit également le poids propre des piles.

Pour la plupart des piles, notamment celles situées en pleine mer (24 sur 28 au total), les deux premières levées ont une hauteur totale de 7,7 m (3,9 m pour la première et 3,8 m pour la seconde). Le haut de la

¹¹⁾ Les trois premières levées se trouvent sous ou au niveau du niveau d'eau. Pour leur construction une rehausse métallique de 12 m était installée directement sur la semelle de fondation. L'eau de mer contenue dans la rehausse était évacuée à l'aide de pompe, et un joint d'étanchéité spécial empêché l'infiltration d'eau. Lorsque les trois premiers fûts de pile étaient coffrés, ferrillés et bétonnés la rehausse métallique était récupérée et réutilisée sur les piles suivantes.

Chapitre 2 : Campagne expérimentale

deuxième levée se trouve à une altimétrie constante de +3,5 m NGF, qui est la hauteur du terrain naturel (TN) côté île de Ré. Grâce à cette particularité de construction, l'altimétrie des deux premières levées est constante et connue pour les piles en mer.

Les caractéristiques de construction de chaque pile, issues du dossier d'ouvrage [BOUYGUES 1987d, BOUYGUES 1987e, BOUYGUES 1987c, BOUYGUES 1987b, BOUYGUES 1987a], sont reportées dans le *Tableau 2-1*.

Tableau 2-1 : Nombre de levées, épaisseurs et hauteurs pour chaque pile du pont de l'île de Ré [BOUYGUES 1987d, BOUYGUES 1987e, BOUYGUES 1987c, BOUYGUES 1987b, BOUYGUES 1987a].

N° Pile	Levées e=80 cm			Levées e=40 cm						Tête de pile (m)
	1 (m)	2 (m)	3 (m)	3 (m)	4 (m)	5 (m)	6 (m)	7 (m)	8 (m)	
1	0,840									3,896
2	4,091									3,896
3	3,900	2,623								6,000
4	3,900	3,800	3,235							6,000
5	3,900	3,800		3,900	3,900					6,000
6	3,900	3,800		4,074	4,074	4,074				6,000
7	3,900	3,800		4,004	4,004	4,004	4,004			6,000
8	3,900	3,800		3,827	3,827	3,827	3,827	3,827		6,000
9	3,900	3,800		3,597	3,597	3,597	3,597	3,597	3,597	6,000
10	3,900	3,800		3,893	3,893	3,893	3,893	3,893	3,893	6,000
11	3,900	3,800		4,077	4,077	4,077	4,077	4,077	4,077	6,000
12	3,900	3,800		4,150	4,150	4,150	4,150	4,150	4,150	6,000
13	3,900	3,800		4,110	4,110	4,110	4,110	4,110	4,110	6,000
14	3,900	3,800		3,958	3,958	3,958	3,958	3,958	3,958	6,000
15	3,900	3,800		3,694	3,694	3,694	3,694	3,694	3,694	6,000
16	3,900	3,800		4,010	4,010	4,010	4,010	4,010		6,000
17	3,900	3,800		3,580	3,580	3,580	3,580	3,580		6,000
18	3,900	3,800		3,963	3,963	3,963	3,963			6,000
19	3,900	3,800		3,397	3,397	3,397	3,397			6,000
20	3,900	3,800		3,812	3,812	3,812				6,000
21	3,900	3,800		3,094	3,094	3,094				6,000
22	3,900	3,800		3,564	3,564					6,000
23	3,900	3,800		2,487	2,487					6,000
24	3,900	3,800	2,821							6,000
25	4,250	4,117								6,000
26	3,900	2,313								6,000
27	4,059									6,000
28	3,900	3,800								3,896

2 Sélection des piles à investiguer, choix des faces et des zones d'études

Lors des premières réunions du projet DéCoF-Ré, il avait été décidé d'effectuer le diagnostic de corrosion complet sur environ 50% des piles de l'ouvrage, soit 15 piles sur les 30 (28 piles et 2 culées).

La sélection des piles à investiguer a été réalisée en deux étapes. Dans la première étape, il s'agissait de définir l'altimétrie des piles à étudier en fonction, d'une part, des différentes zones d'exposition liées au milieu maritime, et, d'autre part, de l'accessibilité en bateau. Dans la seconde étape, il s'agissait d'identifier les paramètres de construction de l'ouvrage (à partir de l'étude du dossier d'ouvrage) qui auraient pu influencer les caractéristiques du béton armé et donc son comportement vis-à-vis de la corrosion.

2.1 Identification de la zone d'étude

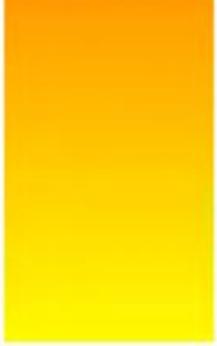
2.1.1 Description des zones d'exposition spécifiques du milieu marin

Lors du montage du projet DéCoF-Ré, il a été décidé que les diagnostics de corrosion devaient être réalisés sur 3 zones d'exposition différentes spécifiques au milieu maritime :

- la zone atmosphérique est une zone 100% atmosphérique qui n'est jamais au contact de l'eau de mer ;
- la zone d'éclaboussures n'est pas en contact direct avec l'eau de mer puisque située juste au-dessus de la ligne des plus hautes-eaux, mais cependant, elle est exposée aux projections dues aux vagues et aux embruns marins ;
- la zone de marnage subit quotidiennement les cycles de marées et est, par conséquent, alternativement au-dessus et au-dessous du niveau d'eau.

Pour les structures en béton armé exposées au milieu maritime, la littérature s'accorde sur l'existence des différentes zones d'expositions spécifiques [Gjørv 2014, Mehta 2002, Sandberg 1996, Rostam 1989]. Cependant, aucune étude ne fait référence à une activité de corrosion plus ou moins intense selon les zones d'exposition. Généralement, il est question de l'agressivité de l'exposition vis-à-vis de la corrosion de manière qualitative [Gjørv 2014, Hauchecorne 2012, Thauvin 2008]. La *Figure 2-7* présente le schéma des zones d'exposition et leurs agressivités vis-à-vis de la corrosion [Hauchecorne 2012].

Chapitre 2 : Campagne expérimentale

	Exposition de la structure ou de la partie de structure	Description de l'exposition	Processus de dégradation privilégié	Agressivité de l'exposition vis-à-vis de la corrosion
	Zone exposée aux aspersion	<p>Cette zone est située au dessus du niveau moyen de la mer à marée haute. Elle subit une projection d'eau de mer plus ou moins importante en fonction des conditions climatiques</p>	<p>Les ions pénètrent rapidement dans la structure par l'effet de cycles de séchage et d'humidification. <u>Le phénomène de pénétration des chlorures est marqué. Le phénomène de carbonatation est négligeable.</u></p>	
	Zone de marnage	<p>Les pièces d'ouvrages situées en zone de marnage (plus particulièrement en partie haute de cette zone) subissent vraisemblablement l'environnement le plus agressif. Elles subissent une agression physique par l'action des vagues et des particules brassées par la mer. Le lessivage des sels formés est accentué par l'immersion fréquente du matériau ce qui favorise la pénétration des agents agressifs. <u>Le phénomène de pénétration des chlorures est très marqué. Le phénomène de carbonatation est négligeable.</u></p>		
	Zone immergée en permanence	<p>Le matériau immergé en permanence subit une agression modérée. Dans ce cas, l'attaque majoritaire susceptible d'altérer le matériau est un lessivage des minéraux les plus solubles. La formation de sels peut également intervenir, toutefois la présence d'ions de natures variées dans l'eau de mer, lui confère une agressivité plus faible qu'une solution mono-ionique concentrée. La bonne durabilité de ces parties immergées peut également être expliquée par la formation d'une couche moins perméable en surface. Cette chute de la perméabilité s'expliquant en grande partie par la carbonatation du béton. <u>Le phénomène de pénétration des chlorures est marqué. Le phénomène de carbonatation peut être observé sur les premiers millimètres de l'enrobage.</u></p>		

-  Agression faible
-  Agression modérée
-  Agression élevée
-  Agression très élevée

Figure 2-7 : Description des zones d'exposition du béton et des agressivités vis-à-vis de la corrosion associée [Hauchecorne 2012].

2.1.2 Estimation de l'altimétrie des zones d'exposition spécifiques au milieu maritime

Pour s'assurer que la zone investiguée par le diagnostic de corrosion englobe bien les trois zones d'exposition, il a été nécessaire d'estimer leurs positions altimétriques suivant les hauteurs d'eau¹²⁾ et les coefficients de marée correspondants. À partir de la représentation cumulée des hauteurs d'eau sur 20 ans¹³⁾ (de 1995 à 2015), il est possible d'estimer la fréquence d'immersion et d'émersion associée aux différents niveaux d'eau (*Figure 2-8*). En considérant que la frontière entre les zones d'exposition d'éclaboussures et de marnage correspond à un pourcentage d'émersion de 75%, la hauteur d'eau « frontière » a pu être estimée à +4,95 m CM. En théorie, la zone atmosphérique n'est jamais en contact avec l'eau de mer, ni par le phénomène de marnage, ni par les aspersion : cela la place à une hauteur non-atteignable à partir d'une embarcation. Il a été considéré que la frontière entre les zones atmosphérique et d'éclaboussures est située à un pourcentage d'émersion de 100%. La hauteur d'eau « frontière » a été estimée à +6,35 m CM (sans tenir compte des niveaux d'eau exceptionnels observés en 2010 lors de la tempête Xynthia).

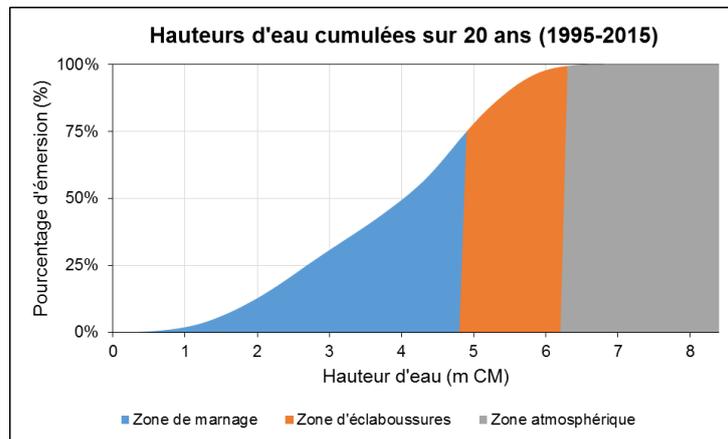


Figure 2-8 : Représentation des hauteurs d'eau cumulées sur 20 ans pour le port de La Rochelle – La Pallice.

D'après les estimations des positions des zones d'exposition caractéristiques du milieu marin (*Figure 2-8*), les trois zones d'expositions souhaitées sont situées sur la levée n°2 des piles dont l'altimétrie est constante et comprise entre +3,15 et +6,95 m CM (*Figure 2-6*) [BOUYGUES 1987d].

En conclusion, pour des raisons d'expositions maritimes et d'accessibilité en bateau, les mesures sur les piles du pont de l'île de Ré ont été réalisées sur la levée n°2.

¹²⁾ Les hauteurs d'eau sont exprimées en mètre côte marine (m CM). Les côtes marines (CM) dépendent du niveau du « Zéro Hydrographique » (ZH). Le ZH est le niveau de référence des cartes marines et des annuaires de marée, c'est l'équivalent en mer de la surface des altitudes à terre portées sur les cartes IGN. Il correspond au niveau d'eau « basse mer » extrême théorique, pour un coefficient de marée de 120. Pour La Rochelle, il est situé à -3,503 m par rapport au niveau 0 NGF.

¹³⁾ Les données des hauteurs d'eau sont disponibles en téléchargement libre sur le site internet du Service Hydrographique et Océanographique de la Marine (<http://data.shom.fr/donnees/refmar/34>).

La conception des ouvrages en vue de leur durabilité nécessite d'optimiser la formulation et la performance du béton. Proposer un béton « durable » nécessite d'apprécier l'ensemble des contraintes environnementales, ainsi que les agressions et/ou attaques potentielles, qu'il aura à subir pendant toute sa durée de service. Les nouveaux textes normatifs relatifs aux ouvrages en béton armé prennent en compte la notion de durabilité en s'appuyant sur la notion de classe d'exposition. Les classes d'expositions traduisent les actions dues à l'environnement auxquelles le béton de l'ouvrage, ou de chaque partie d'ouvrage, et les armatures vont être exposés pendant la durée de service de la structure.

La levée n°2 (sur laquelle les diagnostics de corrosion ont été réalisés) des piles est située à une altimétrie constante comprise entre +3,15 et +6,95 m CM (*Figure 2-6*) [BOUYGUES 1987d] pour toutes les piles du pont de l'île de Ré situées en pleine mer. D'après la représentation cumulée des hauteurs d'eau sur 20 ans (*Figure 2-8*), la levée n°2 n'est pas une partie d'ouvrage immergée en permanence mais est située dans la zone de marnage et/ou soumise à des projections d'eau de mer et à des embruns marins.

D'après la norme NF EN 206-1 [NF EN 206-1 2014], la levée n°2 des piles du pont de l'île de Ré est associée à la classe d'exposition **XS**, qui concerne les bétons soumis au contact des ions chlorure présents dans l'eau de mer ou à l'action de l'air véhiculant du sel marin. La classe d'exposition **XS** est décomposée en trois sous-classes de sévérité croissante de **XS1** à **XS3**. La classe d'exposition **XS3** est associée aux parties d'ouvrages situées entre 0 et 500 m de la mer, situées dans la zone de marnage et/ou soumises à des projections d'eau de mer et à des embruns marins. C'est pourquoi, la classe d'exposition **XS3** est celle qui permet de qualifier l'environnement d'exposition de la levée n°2 des piles du pont de l'île de Ré.

2.2 Choix des piles en fonction des paramètres de construction

L'examen du dossier d'ouvrage a permis d'identifier quatre paramètres de construction pouvant avoir une influence sur la présomption du béton armé à la corrosion des armatures des piles en mer : l'épaisseur des fûts, la formulation du béton, la centrale à béton et la saison de coulage du béton. Ces quatre paramètres sont explicités dans les paragraphes suivants. A noter que les piles P1, P2, P3, P27 et P28 ne sont pas concernées car elles sont situées, respectivement, à terre côté île de Ré (P1 à P3) ou sur les enrochements côté continent (P27 et P28).

2.2.1 Epaisseur des fûts

D'après les plans de construction [BOUYGUES 1987d, BOUYGUES 1987e, BOUYGUES 1987c, BOUYGUES 1987b, BOUYGUES 1987a], les deux premières levées de l'ensemble des piles (en mer et à terre) sont creuses et ont une épaisseur de 80 centimètres. Les journaux de chantiers indiquent que lors de la réalisation des fondations des piles P11 et P12, les tubes de forage (appelés Casing) se sont effondrés. Pour pallier ce problème et consolider au maximum la résistance des pieux bétons, les « chutes de Casing » ont été noyées dans le béton. Les deux premières levées des piles P11 et P12 sont donc pleines, contrairement aux autres piles.

Pour évaluer un éventuel effet de l'épaisseur des fûts sur l'état de corrosion des armatures, un comparatif entre les piles pleines (P11 et P12) et les piles creuses avoisinantes (P10 et P13) sera réalisé.

2.2.2 Formulation de béton

Le tablier a été réalisé en Béton Haute Performance (B40F) de type B40F, alors que les piles (fondations, fûts de pile et têtes de piles) ont été réalisées en béton type B30F. Les formulations de ces deux bétons sont données dans le *Tableau 2-2*. La dénomination des ciments utilisés date de 1987, leurs correspondances avec les ciments utilisés actuellement ont été retranscrites. Les dénominations (B30F et B40F) proviennent du DTU 21 [NF P18-201 2004] qui était en vigueur à l'époque de construction du pont de l'île de Ré. Elles signifient :

- B : pour béton ;
- 30 (ou 40) : pour 30 (ou 40) MPa qui correspond à la résistance moyenne à la compression effectuée sur un échantillonnage représentatif à 28 jours ;
- F : correspond à la classe de consistance « l'ouvrabilité » (ou maniabilité) du béton. L'affaissement est mesuré par la méthode du cône d'Abrams, F correspond à un béton ferme avec un affaissement compris entre 1 et 4 centimètres.

Tableau 2-2 : Composition des bétons en kg de granulats secs [données issues des journaux de chantier].

Composition		B30F	B40F
Sable 0/3		830 kg	805 kg
Gravier 6/20		1 200 kg	1195 kg
Ciment	Nature	CPJ 45 RPM → CEM II/B (Rc=45 MPa)	CPA 55 → CEM I (Rc=55 MPa)
	Dosage	370 kg	400 kg
Eau		185 kg	152 kg
Fumée de silice			30 kg
Adjuvant	Nature	Pozzolith 200N	MELMENT
	Dosage	0,2 % du poids de ciment	3% du poids de ciment
Rapport eau/ciment		0,5	0,38

Les journaux de chantiers indiquent que la levée n°3 de la pile P16 a été réalisée en B40F, à cause d'un problème d'approvisionnement de béton B30F.

Pour apprécier l'influence de la formulation du béton vis-à-vis de la corrosion des armatures, les diagnostics de corrosion ont été effectués sur les levées n°2 et n°3 de la pile P16¹⁴). Afin de minimiser l'influence de l'environnement d'exposition et à titre de comparaison, les levées n°2 et n°3 des piles avoisinantes P15 et/ou P17 ont pu, également, être diagnostiquées.

¹⁴) La levée n°3 est atteignable depuis une embarcation, que pour des coefficients de marées importants (>90) et pendant un laps de temps court.

2.2.3 Centrale à béton

Pour fournir la quantité de béton nécessaire à la réalisation de l'ouvrage, quatre centrales à béton ont été construites à proximité du chantier. Les deux premières (centrales n°1 et n°2) étaient consacrées à la réalisation du B40F utilisé pour les voussoirs du tablier, alors que les deux autres centrales (n°3 et n°4) fournissaient le béton B30F utilisé pour l'édification des piles (fondations comprises). L'utilisation de deux centrales pourrait induire une hétérogénéité du matériau béton.

A chaque coulage de levées, des échantillons de béton ont été prélevés et des essais mécaniques de résistance en compression ont été réalisés. Les résultats des résistances en compression du béton utilisé pour couler les levées n°2 de chaque pile sont présentés dans le *Tableau 2-3*. Cette synthèse met en évidence qu'il y a une différence d'environ 5 MPa entre les bétons produits par la centrale n°4 (~44 MPa) et ceux produits par la centrale n°3 (~39 MPa). Les résistances en compression extrêmes, ainsi que les piles correspondantes, sont surlignées en jaune dans le *Tableau 2-3*.

Tableau 2-3 : Centrale à béton utilisée pour la levée n°2 des piles en mer, ainsi que les résistances en compression obtenues sur les échantillons de bétons prélevés [données issues des journaux de chantier].

N° Pile	N° Levée	N° Centrale	Résistance en compression moyenne et écart-type sur trois échantillons (MPa)		
			7 jours	28 jours	90 jours
04	2	3		44,3 (+/- 1,6)	
05	2	3		42,1 (+/- 3,8)	
06	2	3		38,1 (+/- 0,9)	
07	2	4		35,2 (+/- 1,8)	
08	2	4		37,7 (+/- 1,5)	
09	2	4		42,6 (+/- 4,4)	
10	2	4		43,8 (+/- 1,2)	
11	2	4		38,9 (+/- 9,9)	
12	2	3		39,9 (+/- 1,1)	
13	2	4		41,9 (+/- 0,6)	
14	2	4		44,0 (+/- 2,5)	
15	2	4		44,2 (+/- 0,9)	
	3	4		49,1 (+/- 2,5)	
16	2	4		44,2 (+/- 0,9)	
	3	2		38,4 (+/- 2,1)	
17	2	4		46,1 (+/- 0,9)	
	3	4		42,8	
18	2	4		39,0 (+/- 2,5)	
19	2	4		40,6 (+/- 0,8)	
20	2	4		46,8	
21	2	3		37,2 (+/- 0,8)	
22	2	3		35,0 (+/- 4,4)	
23	2	3		37,8	
24	2	3	33,3	39,3 (+/- 1,6)	47,5
25	2	3		31,4	
26	2	3			47,8

A titre d'information, les résultats des résistances en compression des levées n°3 des piles P15, P16 et P17 (les cellules grisées du *Tableau 2-3*) ne permettent pas de confirmer que la levée n°3 de la pile P16 a été réalisée en B40F.

2.2.4 Saisons de coulage du béton

Entre la réalisation des fondations et l'édification complète d'une pile, il s'écoulait entre dix et quinze jours suivant les piles. Les travaux de terrassement ont débuté le 4 février 1987 et la dernière pile a été achevée le 30 novembre 1987. La construction des piles s'est donc déroulée sur trois saisons de l'année 1987 : le printemps, l'été et l'automne. Les conditions météorologiques (températures, vent, nébulosité et précipitations) peuvent varier de façon importante entre ces trois saisons. Le *Tableau 2-4* présente la date de coulage et les conditions météorologiques associées pour les levées n°2 de chacune des piles en mer.

Etudier l'impact des conditions de bétonnage et de séchage sur l'état de corrosion des armatures peut se révéler intéressant. Les conditions climatiques les plus représentatives de chaque saison, ainsi que les piles correspondantes, sont surlignées en vert dans le *Tableau 2-4*.

Tableau 2-4 : Date de construction et conditions météorologiques de bétonnage de la levée n°2 des piles en mer [données issues des journaux de chantier].

N° Pile	Date	Saison	Conditions météorologiques				
			T _{min} (°C)	T _{max} (°C)	Vent (km/h)	Ciel	Pluie
04	24/10/1987	Automne	7,6	10,9	Modéré	Couvert	Oui
05	27/09/1987	Automne	8	18,1	Fort	Clair	
06	04/10/1987	Automne	14,8	23	Modéré	Clair	Non
07	20/09/1987	Eté	18,8	24,6	Nul	Clair	Non
08	13/09/1987	Eté	19		Nul	Ensoleillé	Non
09	05/09/1987	Eté	16	22,1			Non
10	25/08/1987	Eté	15,5	19,9	Modéré	Clair	Non
11	17/08/1987	Eté	19,6	22,5	Modéré	Clair	Non
12	26/08/1987	Eté	16,4	20,4	Modéré	Ensoleillé	Non
13	10/08/1987	Eté	16,6	22,2	Nul	Clair	Non
14	04/08/1987	Eté	16,4	19,2	Nul	Ensoleillé	Non
15	28/07/1987	Eté	17,4	20,5	Modéré	Couvert	Non
16	22/07/1987	Eté	14,6	20,4	Nul	Brumeux	Non
17	10/07/1987	Eté	16,1	31		Ensoleillé	Non
18	02/07/1987	Eté	17,4	31,2	Modéré	Clair	Non
19	28/06/1987	Eté	15,2	30,9	Nul	Ensoleillé	Non
20	22/06/1987	Eté			Modéré	Ensoleillé	Oui
21	14/06/1987	Printemps	11,4	16,7	Nul	Ensoleillé	Non
22	02/06/1987	Printemps	10,4	23,2	Modéré	Ensoleillé	Non
23	27/05/1987	Printemps	13	15	Modéré	Couvert	Non
24	17/05/1987	Printemps	5,3	17,4	Nul	Ensoleillé	Non
25	13/05/1987	Printemps	10,5	13,8	Fort	Clair	Non
26	28/04/1987	Printemps	13,7	30	Modéré	Ensoleillé	Non

2.2.5 Sélection des piles

Les piles sélectionnables, ainsi que leurs critères de sélection, sont résumés dans le *Tableau 2-5*. La pile P3 a été ajoutée au tableau afin de comparer l'état de corrosion des armatures d'une pile située sur la plage par rapport à celles situées en pleine mer.

Tableau 2-5 : Piles sélectionnables suivant les différents paramètres de construction [données issues des journaux de chantier], en utilisant une légende de couleur associée aux paramètres de sélection: gris : implantation de la pile ; orange : épaisseur des fûts ; bleu : formulation de béton ; jaune : centrale à béton et vert : saison de coulage du béton.

N° pile	N° levée	Implantation	Epaisseur des fûts	Type de béton	N° centrale à béton	Saison de coulage
0 3	2	Terre	Creux	B30F	3	Automne
0 4	2	Mer	Creux	B30F	3	Automne
0 5	2	Mer	Creux	B30F	3	Automne
0 6	2	Mer	Creux	B30F	3	Automne
0 7	2	Mer	Creux	B30F	4	Été
0 8	2	Mer	Creux	B30F	4	Été
0 9	2	Mer	Creux	B30F	4	Été
1 0	2	Mer	Creux	B30F	4	Été
1 1	2	Mer	Plein	B30F	4	Été
1 2	2	Mer	Plein	B30F	3	Été
1 3	2	Mer	Creux	B30F	4	Été
1 4	2	Mer	Creux	B30F	4	Été
1 5	2/3	Mer	Creux / Creux	B30F/B30F	4/4	Été / Été
1 6	2/3	Mer	Creux / Creux	B30F/B40F	4/2	Été / Été
1 7	2/3	Mer	Creux / Creux	B30F/B30F	4/4	Été / Été
1 8	2	Mer	Creux	B30F	4	Été
1 9	2	Mer	Creux	B30F	4	Été
2 0	2	Mer	Creux	B30F	4	Été
2 1	2	Mer	Creux	B30F	3	Printemps
2 2	2	Mer	Creux	B30F	3	Printemps
2 3	2	Mer	Creux	B30F	3	Printemps
2 4	2	Mer	Creux	B30F	3	Printemps
2 5	2	Mer	Creux	B30F	3	Printemps
2 6	2	Mer	Creux	B30F	3	Printemps

D'après le *Tableau 2-5*, seize piles sont sélectionnables. Il a été décidé que pour étudier l'effet du B40F sur l'état de corrosion des armatures, une pile de comparaison était suffisante. La pile P17 a été préférée à la pile P15 puisqu'elle permet d'étudier également le paramètre de construction sur la saison de coulage du béton en été.

La *Figure 2-9* est la représentation schématique de l'élévation longitudinale du pont du pont de l'île de Ré, sur laquelle les numéros des piles sélectionnées pour le diagnostic de corrosion sont surlignés en vert.

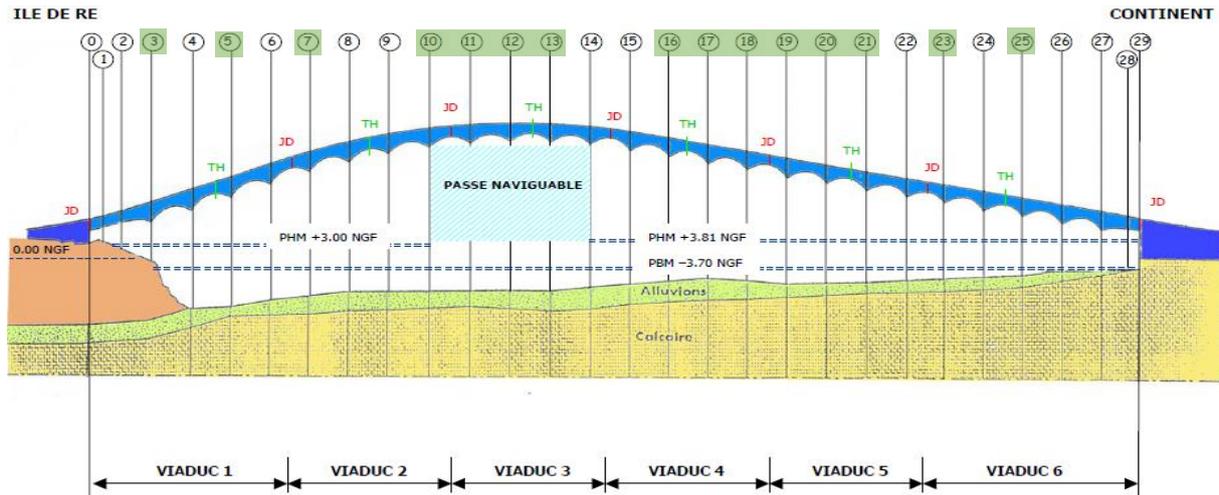


Figure 2-9 : Représentation schématique de l'élévation longitudinale du pont de l'île de Ré, avec identification des piles sélectionnées pour le diagnostic de corrosion [Sauvage 2006].

Cette représentation permet de mettre en évidence que les piles sélectionnées sont situées sur l'ensemble des viaducs de l'ouvrage. Ainsi, le panel des piles sélectionnées est à la fois représentatif : de l'ensemble des paramètres de construction (*Tableau 2-5*) et de l'exposition aux conditions climatiques maritimes (vents et courants) pouvant avoir un impact sur l'état de corrosion des armatures. En effet, il est possible que les piles situées près des côtes (île de Ré ou continent) soient plus protégées des vents et des courants marins, que celles situées au milieu du pont.

En conclusion, le diagnostic de corrosion a été réalisé sur les quinze piles suivantes : P3, P5, P7, P10, P11, P12, P13, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P23 et P25.

2.3 Choix des faces de pile

Les piles ne sont pas circulaires mais cannelées [BOUYGUES 1987f], « *Dans le but de faire apparaître des zones d'ombres qui de loin, et suivant la perspective, assurent une légèreté visuelle en réduisant les volumes* » d'après l'architecte de l'ouvrage [Gautier-Bret 1988]. Les piles comportent huit faces numérotées de FA à FH (*Figure 2-10*).

Aucune de ces huit faces ne présente la même exposition aux vents dominants ainsi qu'à l'ensoleillement quotidien. Afin d'étudier 2 expositions différentes (exposition aux cycles humidification/séchage différente d'une face à l'autre notamment), il a été décidé de réaliser le diagnostic de corrosion sur la face la plus exposée aux cycles humidification/séchage, ainsi que sur la face la moins exposée.

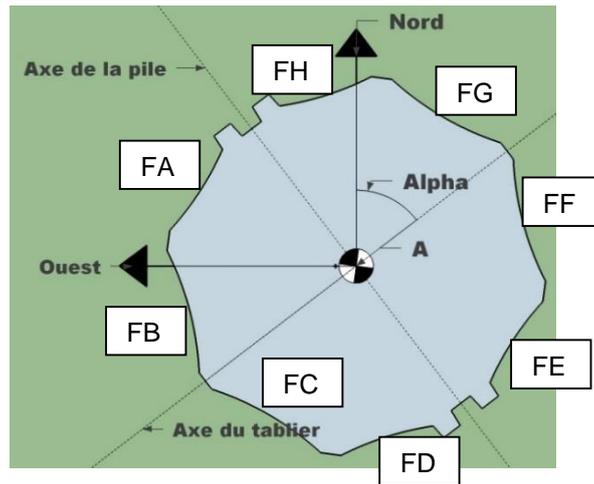


Figure 2-10 : Numérotation arbitraire des faces de piles, représentation schématique réalisée à partir des plans de construction [BOUYGUES 1987f].

La rose des vents est une représentation des fréquences des directions d'où vient le vent. Celle obtenue à partir de la station météorologique de La Rochelle – Le Bout Blanc, située au niveau du port des Minimes, indique que les vents dominants sont de secteur Sud-Ouest avec une vitesse moyenne de 20 km/h [CREOCEAN 2004]. De plus, la partie sud de l'ouvrage est la plus exposée à l'ensoleillement quotidien. Etant donné que l'ouvrage présente un profil en plan courbe, avec un rayon de courbure horizontal de 5000 m, l'orientation de chaque pile est différente. L'angle alpha (α), qui est l'angle formé entre le Nord et l'axe du tablier, présente une variation totale de $\sim 33^\circ$ [BOUYGUES 1987c, BOUYGUES 1987a], entre la pile P1 ($\alpha=49,8^\circ$) et la pile P28 ($\alpha=82,6^\circ$). En prenant en compte ces trois paramètres (la direction des vents dominants, l'exposition à l'ensoleillement quotidien et l'angle α des piles), la face FC a été identifiée comme étant la plus exposée aux cycles humidification/séchage. Par opposition, la face FG est présumée « protégée ».

Pour conclure, les faces sélectionnées pour le diagnostic de corrosion sont les faces : FC « exposées » et FG « protégées ».

2.4 Choix des zones de mesure

L'accès aux piles a été rendu possible à l'aide d'une embarcation, et étant donné les contraintes liées au phénomène de marnage, une hauteur maximale d'étude de 3 m en-dessous du haut de la levée n°2 (qui est à altimétrie constante pour l'ensemble des piles) a été choisie.

La zone d'étude sur la levée n°2 prend en compte la largeur complète d'une face (1,85 m) et a été « découpée » arbitrairement selon la hauteur en trois zones notées de bas en haut Z1, Z2 et Z3. Une zone d'étude supplémentaire, notée Z4, a été ajoutée sur la levée n°3 des piles P16 et P17, pour l'étude du B40F sur l'état de corrosion des armatures.

La Figure 2-11 illustre les zones de mesure sur les piles ainsi que les repères géométriques (X_iOY_i) pour chaque zone de mesure (Z1, Z2, Z3 et Z4). Ces repères permettent de localiser précisément la position des aciers horizontaux et verticaux et, par conséquent, la position des mesures elles-mêmes, notamment dans le cadre d'études particulières qui nécessitent la réalisation de plusieurs diagnostics

de corrosion. Les points d'origine de chaque zone de mesure (notés O1, O2, O3 et O4) ont été placés dans le coin inférieur gauche. Les axes des abscisses (notés X1, X2, X3 et X4) ont été placés le long de la limite inférieure horizontale de chaque zone, de gauche à droite. Les axes des ordonnées (notés Y1, Y2, Y3 et Y4) ont été placés le long de la limite gauche de chaque zone, de bas en haut.

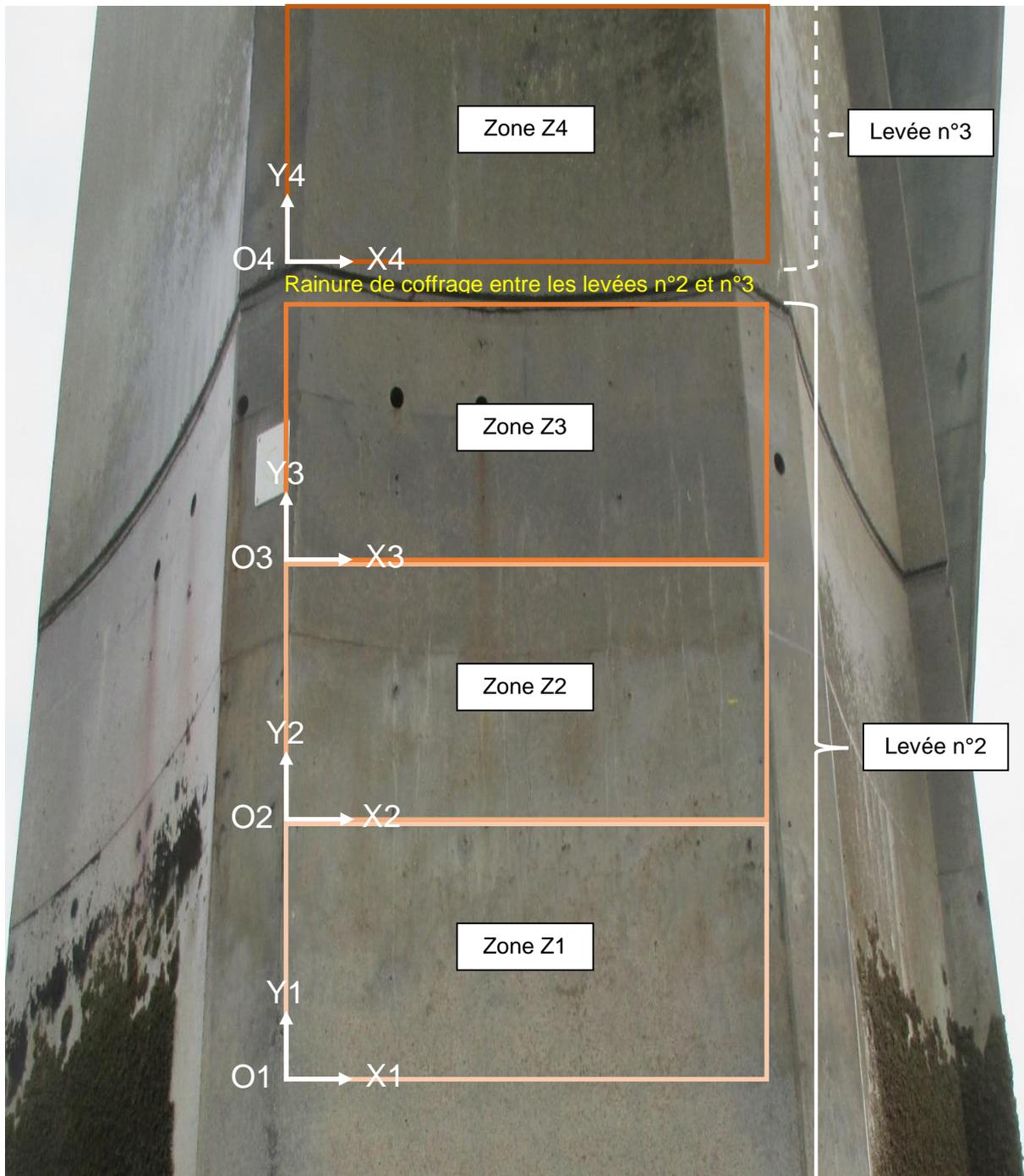


Figure 2-11 : Illustration de chaque zone de mesure (zone Z1, zone Z2, zone Z3 et zone Z4) et des repères (X_iOY_i) associés (hors perspective).

3 Logistique

3.1 Moyens d'accès, matériels de mesure et équipements

Pour pouvoir mener à bien les différentes investigations (diagnostic de corrosion, prélèvement par carottage...) sur les piles du pont de l'île de Ré, plusieurs embarcations ont été testées et plusieurs moyens d'essais et équipement ont été acquis.

3.1.1 Accès aux piles à l'aide d'une embarcation

Pour réaliser le diagnostic de corrosion des piles du pont de l'île de Ré sélectionnées (*Tableau 2-5*), une embarcation était nécessaire au bon déroulement des essais (14 des 15 piles sélectionnées sont situées en pleine mer). Quatre embarcations (*Tableau 2-6*) ont été testées lors d'une semaine dédiée par 10 membres du projet DéCoF-Ré.

Tableau 2-6 : Présentation des quatre embarcations testées et de leurs gabarits.

<p>Rochebonne</p> <p><u>Armateur :</u> Lamanage</p>	 <p>Longueur : 10,5 m / Largeur : 4 m</p>	<p>PlonPlon</p> <p><u>Armateur :</u> Atlantique Scaphandre</p>	 <p>Longueur : 16,5 m / Largeur : 5,1 m</p>
<p>L'Estran</p> <p><u>Armateur :</u> Le Cléa'ch Armement Croisière</p>	 <p>Longueur : 12 m / Largeur : 4 m</p>	<p>Scaph III</p> <p><u>Armateur :</u> Le Scaphandre</p>	 <p>Longueur : 21 m / Largeur : 7 m</p>

Les embarcations ont été notées par l'ensemble des personnes suivant différents critères : la sécurité, la stabilité, la manœuvrabilité, le confort, les équipements disponibles et du divers. D'après la *Figure 2-12*, 2 embarcations se démarquaient des autres. Le choix final entre ces 2 bateaux a été effectué par le Département de la Charente-Maritime en prenant en compte l'aspect financier. L'embarcation « PlonPlon » a finalement été retenue.

Chapitre 2 : Campagne expérimentale

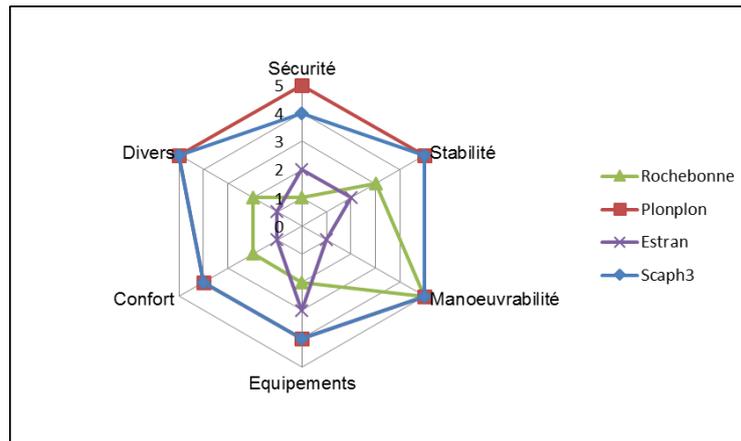


Figure 2-12 : Graphique radar de notation des embarcations testées.

La première année de mesure, l'embarcation « PlonPlon » était louée à l'armateur Atlantique Scaphandre, qui mettait à disposition deux marins. Puis, à partir de la deuxième année, le Département de la Charente-Maritime a acheté l'embarcation, qui a été rebaptisée « L'Outil », pour le service des Ports et Dragage, qui mettait également à disposition deux marins. L'utilisation du bateau en nombre de semaines par an est égale à 15, 13 et 5 semaines respectivement en 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} année. Le budget lié aux moyens nautiques, pour les trois années de thèse, a été de l'ordre de 350 k€ HT.

3.1.2 Choix et achat des matériels de mesure

Le choix du matériel de mesure a reposé sur trois critères : la connaissance des matériels par les partenaires opérationnels du projet DéCoF-Ré, le fait que le matériel ait été éprouvé pour une utilisation sur ouvrage, et le fait que des publications faisaient références à ces matériels de mesure de "chantier". Le *Tableau 2-7* récapitule les matériels achetés au regard des mesures à réaliser.

Tableau 2-7 : Matériels de mesure sélectionnés pour réaliser le diagnostic de corrosion et fabricants.

Quelle mesure ?	Matériel de mesure	Fabricant
Repérage des armatures	<u>Radars de structure</u> : EasyScan 3D – 2,6 GHz	GSSI®
Epaisseurs d'enrobage	<u>Pachomètre</u> : Ferroskan PS 250	HILTI®
Résistivité électrique du béton	RésiPod	PROCEQ®
Potentiel de corrosion des armatures	Canin+ (électrode à barre et à roue)	PROCEQ®
Densité de courant de corrosion des armatures ¹⁵⁾	GalvaPulse GP-5000	Germann Instrument®
Température et humidité relative	Elcometer 319	elcometer®

¹⁵⁾ Pour la mesure de densité de courant de corrosion, le choix entre les appareils de mesure GalvaPulse GP-5000 (Germann Instrument®) et GECOR (GEOCISA®) a reposé sur la rapidité d'obtention du résultat (30s pour le GalvaPulse GP-5000 contre 100 s pour le GECOR) car le temps d'intervention sur le bateau est contraint par le phénomène de marnage.

Le budget pour l'acquisition de l'ensemble des matériels de mesure a été de l'ordre de 60 k€ HT.

3.1.3 Equipements

La préparation des piles (avant le diagnostic de corrosion) a nécessité l'achat d'un groupe électrogène, d'un nettoyeur haute pression et de différents outillages électriques pour notamment dégager les armatures (piqueur, perceuse, matériel de forage par trépan ...). Les éléments de raccordement électriques étanches (coffret de chantier et rallonges) répondaient à la norme IP 66 pour des raisons de sécurité, puisque les mesures étaient réalisées depuis une embarcation en mer (vagues, embruns, pluie ...). Le budget de ces divers équipements a été de l'ordre de 20 k€ HT.

3.2 Moyens humains

A chaque intervention sur site, le doctorant était aidé par 1 personne partenaires du projet DéCoF-Ré (Cerema, IFSTTAR, SIXENSE Concrete ou Université de Nantes), en plus des 2 marins mis à disposition par l'armateur de l'embarcation (capitaine et matelot).

Afin d'être le plus efficace possible lors des investigations des piles en étant sur le bateau, compte-tenu des contraintes liées au phénomène de marnage, les différents intervenants devaient être autonomes avec les différents appareils de mesure. C'est pourquoi des protocoles spéciaux propres à chaque mesure ont été rédigés, et une semaine de formation sur l'utilisation de ces appareils de mesure a été organisée sur la pile P3 située sur la plage côté île de Ré.

3.3 Sécurité

La mission de diagnostic de corrosion des piles du pont de l'île de Ré est très spécifique, et rassemble potentiellement plusieurs risques d'accidents. La sécurité a donc été un point très étudié dans les réunions du projet, deux documents ont été rédigés.

Le premier document, le Plan Général de Coordination en matière de Sécurité et de Protection de la Santé (PGCSPS), définit les mesures à prendre afin de prévenir les risques qui proviennent de la succession ou de la cohabitation de plusieurs activités. Il a été rédigé par Mr. Gazet (de la société DEKRA) en tant que coordinateur SPS (Sécurité et Protection de la Santé) mandaté par le Département de la Charente-Maritime dans le cadre du projet DéCoF-Ré.

Le second document, le Plan Particulier de Sécurité et de Protection de la Santé (PPSPS), a pour but de présenter les dispositions particulières en matière de prévention prises par chaque organisme intervenant dans le cadre du chantier. Il est établi par chaque partenaire conformément à la législation en vigueur, à partir des informations recueillies dans le PGCSPS. Le PPSPS a pour principal objectif, d'informer et de sensibiliser l'encadrement et le personnel d'exécution à la fois sur les contraintes particulières du chantier et de son environnement, et sur les mesures de prévention mises en œuvre. L'analyse de risque, est une étape fondamentale dans la rédaction du PPSPS. Dans le cadre des études menées sur les piles du pont de l'île de Ré, elle a mis en évidence que le risque principal (présent pour toutes les étapes du chantier) est le risque de passer par-dessus bord et de se noyer. Les mesures

préventives mises au point pour prévenir ce risque ont été d'imposer le port du gilet de sauvetage à partir du moment où le personnel est à bord de l'embarcation, mais également d'équiper l'embarcation de garde-corps rigide sur tout le pourtour (sur le côté bâbord une travée est amovible pour faciliter l'intervention sur les piles du pont). De plus, il a été décidé que tout le personnel et les personnes (cotraitants et prestataires y compris) entrant dans le périmètre de travail devaient porter les équipements de protection individuels (EPI), tels que décrits dans le *Tableau 2-8*.

Tableau 2-8 : Port obligatoire des EPI pour différentes étapes du chantier de recherche de diagnostic de corrosion des piles du pont de l'île de Ré.

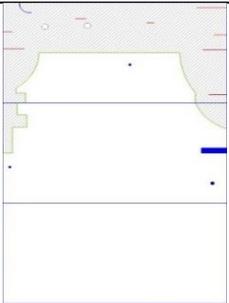
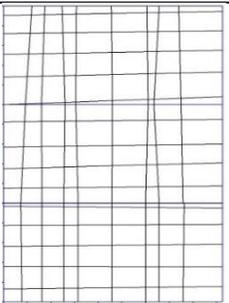
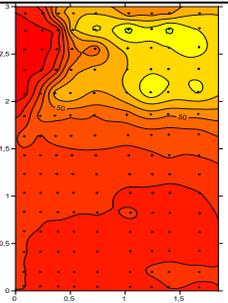
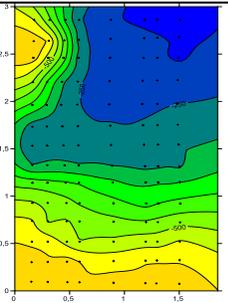
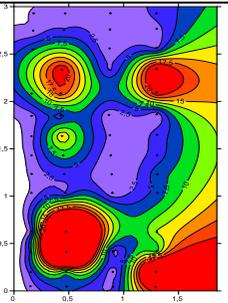
EPI	Port de l'équipement
Casque	En permanence
Chaussures de sécurité	En permanence
Vêtement de travail	En permanence
Gants de protection	En permanence
Gilet de sauvetage (autogonflant)	En permanence
Lunettes de sécurité	Manipulation des poudres Nettoyage des piles (projection de coquillages) Toute opération dégageant de la poussière
Masque de protection	Toutes opérations dégageant de la poussière
Casque antibruit	Lors des opérations présentant des nuisances sonores
Harnais + ligne de vie	En cas de mauvaises conditions météorologiques

Le coordinateur SPS, Mr. Gazet, est intervenu trois à quatre fois par an pour s'assurer que les consignes de sécurité présentes dans le PPSPS étaient bien respectées. A chaque visite, il a rédigé un procès-verbal qu'il a envoyé aux différents partenaires. Il faut également préciser que Mme. Audouin-Dubreuil (maître d'ouvrage) et Mme. Bouteiller (animatrice du projet DéCoF-Ré) sont venues sur l'embarcation pour constater que tout se passait conformément aux règles établies dans les différents documents relatifs à la sécurité.

4 Diagnostic de corrosion

La méthodologie du diagnostic de corrosion comprend 7 étapes (*Tableau 2-9*). Ces différentes étapes sont décrites dans les paragraphes suivants. Les mesures de diagnostic de corrosion sont constituées des étapes 5 (mesure de résistivité électrique du béton de surface dans chaque maille du réseau de ferrailage), 6 (mesure de potentiel de corrosion des armatures sur les armatures verticales, horizontales et sur les nœuds) et 7 (mesure de densité de courant de corrosion des armatures sur les armatures verticales ou horizontales, suivant les campagnes de mesure).

Tableau 2-9 : Méthodologie du diagnostic de corrosion en 7 étapes, utilisée sur les faces de pile du pont de l'île de Ré.

Préparation des faces de pile du pont de l'île de Ré				Réalisation des mesures du diagnostic de corrosion		
Etape 1 : Nettoyage du parement	Etape 2 : Inspection visuelle des désordres	Etape 3 : Détermination de la position des armatures	Etape 4 : Connexion permanente au réseau d'armatures	Etape 5 : Mesure de résistivité électrique du béton de surface	Etape 6 : Mesure de potentiel de corrosion des armatures	Etape 7 : Mesure de densité de courant de corrosion des armatures
						
						

4.1 Préparation des faces de pile du pont de l'île de Ré

Avant d'être en mesure de réaliser les mesures du diagnostic de corrosion, les faces de pile du pont de l'île de Ré doivent être « préparées ». La préparation des faces de pile comprend les quatre premières étapes de la méthodologie du diagnostic de corrosion utilisée sur le pont de l'île de Ré (*Tableau 2-9*).

4.1.1 Etape 1 : Nettoyage du parement

Construites dès 1987, les piles ont été colonisées par différents organismes vivants (huitres, moules, algues, ...). Afin de pouvoir accéder aux parements béton, et effectuer les mesures, il a été nécessaire de nettoyer les piles. Les coquillages ont été retirés à l'aide d'un grattoir de coffrage, puis la couche d'algues a été enlevée en utilisant un nettoyeur haute pression (250 bars). A titre d'illustration, la *Figure 2-13* présente la face de pile PG-FG avant et après l'opération de nettoyage.



Figure 2-13 : Face de pile PG-FG avant (à gauche) et après (à droite) l'opération de nettoyage.

4.1.2 Etape 2 : Inspection visuelle des désordres

Après nettoyage, l'inspection visuelle des désordres du parement a permis de localiser tous les défauts, liés ou non à la corrosion des armatures. L'emplacement et le type de défauts ont été représentés sur un plan aux « côtes » appelé « carte des désordres » de la face de pile considérée. A titre d'illustration, la *Figure 2-14* présente la carte des désordres de la face de pile PC-FC.

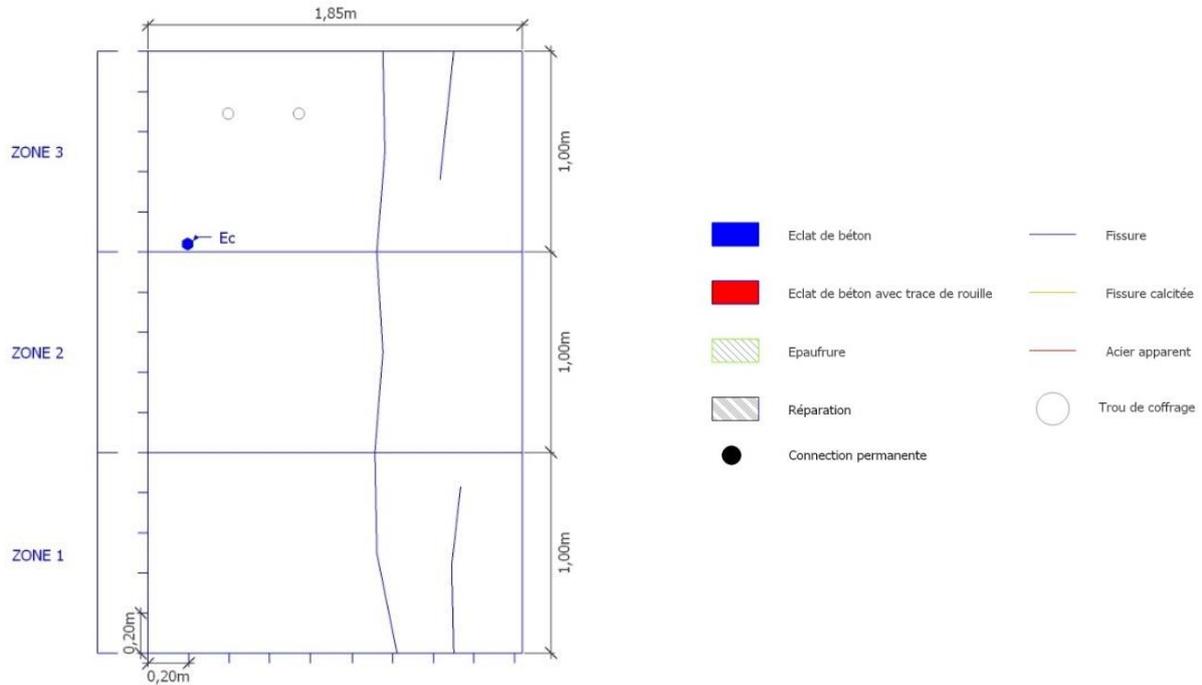


Figure 2-14 : Carte des désordres de la face de pile PC-FC.

4.1.3 Etape 3 : Repérage des armatures et mesure des épaisseurs d'enrobage

Un diagnostic de corrosion a pour but de déterminer l'état de corrosion des armatures. Il convient donc, au préalable, de déterminer la position la plus exacte possible des armatures (horizontales et verticales) dans le béton.

4.1.3.1 Repérage des armatures

Dans le cadre de cette thèse, le dispositif d'acquisition adopté est un radar de structure¹⁶⁾ de type EasyScan 3D – 2,6 GHz de GSSI® équipé d'une antenne couplée (antennes émettrice et réceptrice situées dans le même boîtier) montée sur un système de roues codeuses (*Tableau 2-10*). La détection des aciers a été réalisée avec un balayage horizontal de droite à gauche (détection des aciers verticaux) et vertical de bas en haut (détection des aciers horizontaux) du parement béton.

Une présentation succincte du principe de fonctionnement de la technologie radar est disponible en annexe (*Annexe 1 : Principe de fonctionnement de la technologie radar de structure*).

¹⁶⁾ Le radar de structure a été préféré au pachomètre (Ferroskan PS 250 de HILTI®), car les plans de construction indiquent des épaisseurs d'enrobages théoriques importantes, qui sont, pour la plupart, supérieures à 6 cm. Ceci correspond à la limite de détection des pachomètres.

Tableau 2-10 : Description du radar de structure utilisé.

Appareil utilisé	EasyScan 3D – 2,6 GHz de GSSI®
Caractéristiques de l'appareil utilisé	Fréquence des ondes électromagnétiques : 2,6 GHz Profondeur d'investigation : jusqu'à 40 cm/50 cm Fréquence d'échantillonnage : 2 ou 4 scans par cm (choix de l'utilisateur) Offset (distance entre les antennes émettrice et réceptrice) : 40 mm Enregistrement position : 4 roues codeuses Résolution : 32 ou 64 bits (choix de l'utilisateur) Image-radar directement observable sur l'écran du dispositif Image-radar enregistrable et transférable pour être traité par un logiciel adapté
Temps de mesure	~5 min par zone de mesure
% de non-mesure	0%, toutes les mesures sont réalisables tant que l'état du parement en béton permet le libre mouvement des roues codeuses
Conditions limites d'utilisation	Aucune pour cette application, mais plus généralement : - Encombrement dans des zones très confinées - Zones sur-ferraillées
Protocole expérimental	Annexe 2 : Protocole expérimental de la réalisation des images-radar par zone de mesure
Format des résultats	Plan de ferrailage, à partir des relevés terrain Cartographies en plan et en profondeur de la zone auscultée, après traitement des images-radar
Photographies	

Ce matériel permet de localiser précisément les positions des armatures sur la surface auscultée et d'enregistrer les données suivant une grille de mesure régulière. A partir des relevés de position des armatures, les plans de ferrailage réels pour chaque face de pile ont été tracés et comparés au plan de ferrailage de construction, afin de déterminer d'éventuels changements (déplacement d'une cage d'armature par exemple). Il est également possible de mettre en regard les cartes des désordres (*Figure 2-14*) avec le positionnement des armatures.

Chapitre 2 : Campagne expérimentale

A titre d'illustration, la *Figure 2-15* présente un ferrailage théorique¹⁷⁾ et réel concordant (même si les armatures horizontales sont biaisées) pour la face de pile PD-FG et discordant pour la face de pile PM-FC (une armature horizontale est manquante dans la partie haute).

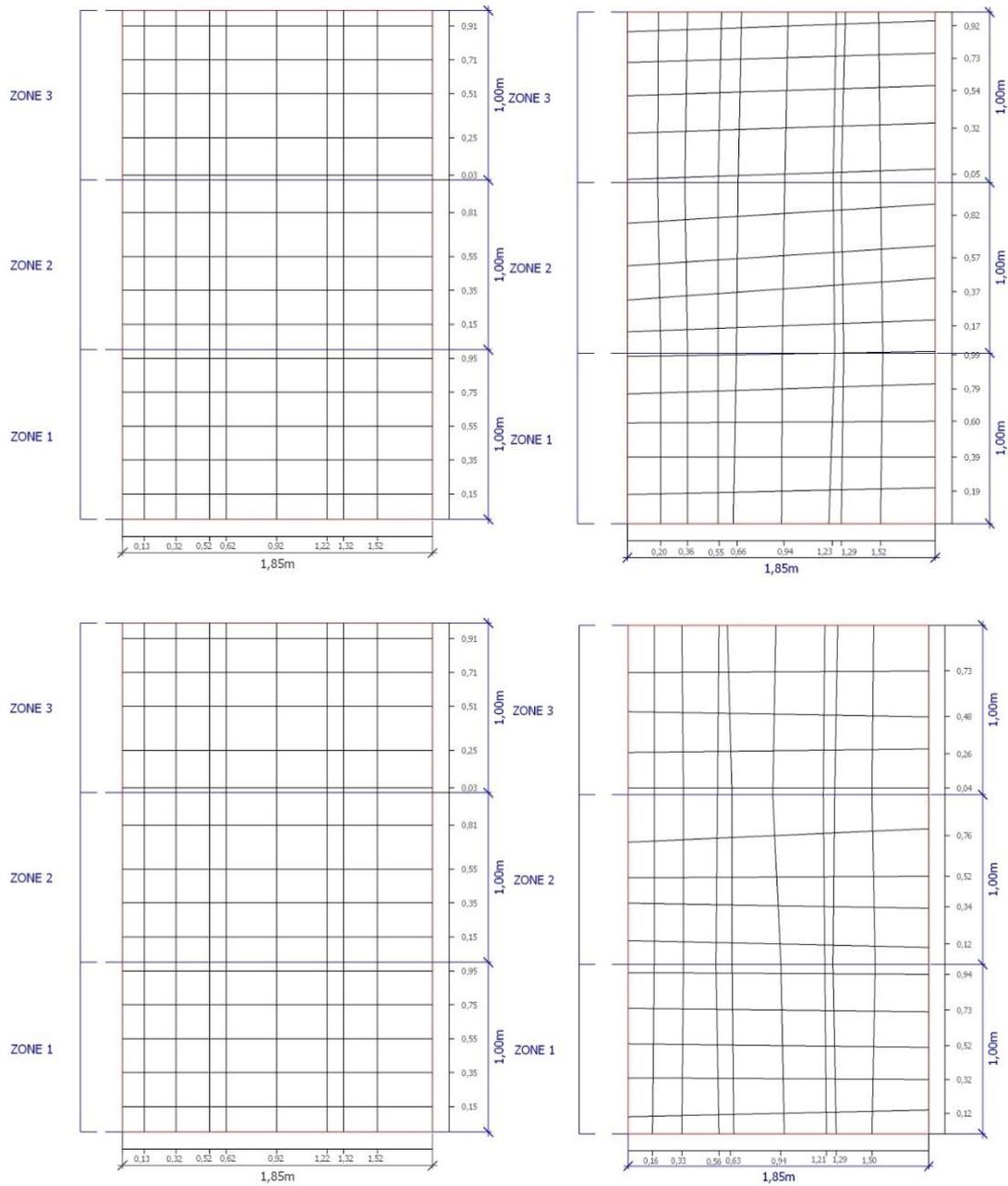


Figure 2-15 : Plan de ferrailage théorique (à gauche) et après détermination Radar (à droite) de la face de pile PD-FG (en haut) et de la face de pile PM-FC (en bas).

¹⁷⁾ D'après les plans de construction, les armatures sont de type Haute Adhérence (HA) ; le diamètre des armatures horizontales et verticales est respectivement égal à 16 et à 32 mm. Les armatures verticales (structurelles) sont placées derrière les armatures horizontales.

Sur certaines piles, le diagnostic de corrosion a dû être réitéré plusieurs fois sur la durée de la thèse. Pour s'assurer que les mesures seront exécutées exactement aux mêmes endroits, les positions des armatures horizontales et verticales ont été détaillées dans un tableau avec géolocalisation selon les repères X_iOY_i de chaque zone. A titre d'illustration, le *Tableau 2-11* présente la géolocalisation des armatures horizontales de la face de pile PD-FG. De plus, un repérage « permanent » des armatures horizontales sur le parement a été réalisé à la meuleuse, sous forme d'encoches (*Figure 2-16*).

Tableau 2-11 : Géolocalisation, selon repères X_iOY_i de chaque zone de mesure, des coordonnées des armatures horizontales de la face de pile PD-FG.

			X=0m	X=1,85m
Zones de mesure	Z3	H14	Y=0,89m	Y=0,95m
		H13	Y=0,71m	Y=0,76m
		H12	Y=0,51m	Y=0,57m
		H11	Y=0,29m	Y=0,35m
		H10	Y=0,02m	Y=0,08m
	Z2	H9	Y=0,80m	Y=0,89m
		H8	Y=0,55m	Y=0,64m
		H7	Y=0,35m	Y=0,45m
		H6	Y=0,13m	Y=0,20m
	Z1	H5	Y=0,98m	Y=1,01m
		H4	Y=0,76m	Y=0,82m
		H3	Y=0,59m	Y=0,60m
		H2	Y=0,39m	Y=0,39m
		H1	Y=0,17m	Y=0,21m



Figure 2-16 : Photographie des « encoches » permanentes indiquant les armatures horizontales sur l'arête d'une face de pile.

4.1.3.2 Mesure des épaisseurs d'enrobage

Pour caractériser les structures en béton armé, le radar de structure est le plus souvent utilisé à des fins de reconnaissance géométrique : détection et positionnement des armatures. Cette technique de

mesure, repose sur l'enregistrement des signaux temporels des ondes électromagnétiques se propageant dans le béton. Les signaux temporels enregistrés le long d'un profil de mesure permettent d'obtenir une image-radar, correspondant à une coupe temps en profondeur de l'élément ausculté (l'image-radar est directement observable sur l'écran du système d'acquisition, ce qui permet de repérer les positions des axes des armatures sur la surface auscultée).

Lorsque les images-radar sont effectuées et enregistrées suivant une grille de mesure régulière, il est possible de construire une cartographie en plan et en profondeur de la zone auscultée. Sur site, les images-radar ont été acquises par zone de mesure en utilisant un pas de mesure horizontal et vertical de 20 cm (*Annexe 2 : Protocole expérimental de la réalisation des images-radar par zone de mesure*). La construction des cartographies plan et en profondeur est réalisée en utilisant un logiciel dédié (RADAN 6.6 développé par la société GSSI® fabricante du RADAR de structure utilisé). Ce logiciel dispose de nombreuses fonctions et outils permettant de traiter, par différents filtres, les images-radar [GSSI 2012]. La fonction de migration (par intégrale de Kirchhoff), permet d'estimer la vitesse de propagation des ondes électromagnétiques dans le matériau, par calage des hyperboles de diffraction. A partir de la vitesse de propagation, les signaux temporels peuvent être transformés en coupe profondeur-sections, permettant ainsi de remonter aux épaisseurs d'enrobage des armatures [GSSI 2012].

Les travaux de traitement des images-radar et de construction des cartographies plan et en profondeur ont été effectués par un étudiant de Master Professionnel de 2^{ème} année (stage de six mois) [Sissoko 2016].

Pour chaque zone de mesure, 90 mesures d'épaisseur d'enrobage ont été pointées « à la main » pour tracer les cartographies en profondeur. Un exemple de pointé sur une zone de mesure est présenté sur la *Figure 2-17*. Pour chaque face de pile, cela représente 270 valeurs d'épaisseurs d'enrobage, soit plus de 7500 pour l'ensemble des 28 faces de pile étudiées.

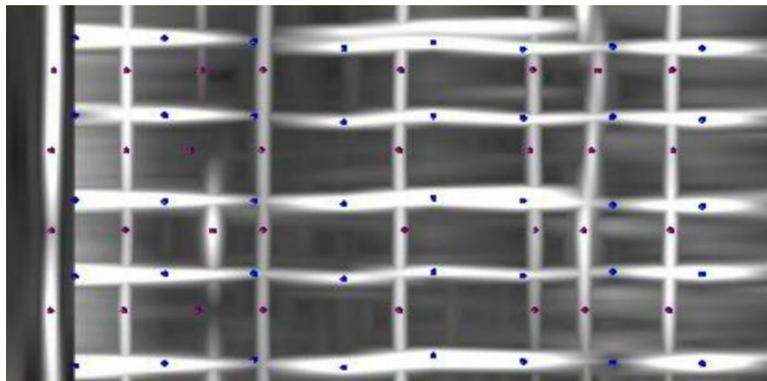


Figure 2-17 : Exemple du pointé réalisé à partir de l'image-radar de PK – FC – Z1, les armatures horizontales sont pointées en bleus et les armatures verticales sont pointées en violet.

Cet important travail de traitement a permis de déterminer les valeurs d'enrobages des armatures verticales (structurelles) et des armatures horizontales. Ces valeurs ont ensuite été traitées de manière

statistique. Sur la *Figure 2-18* sont présentés les résultats des épaisseurs d'enrobage obtenus pour les armatures horizontales de la Pile K – Face C ainsi que les traitements statistiques associés.

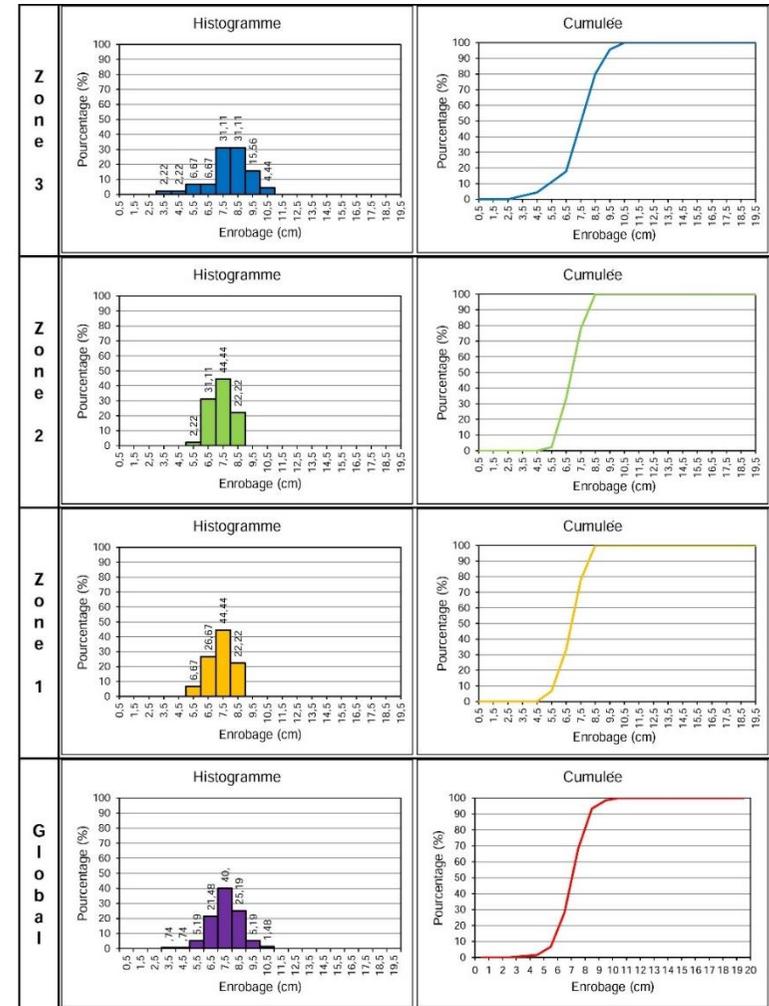
Pour chaque face de pile, un rapport sur les épaisseurs d'enrobage des armatures a été rédigé. Ces rapports contiennent : les plans de ferrailage, les valeurs des épaisseurs d'enrobage des armatures horizontales et verticales, les traitements statistiques réalisés et les cartographies iso-épaisseur d'enrobage des armatures horizontales et verticales. A titre d'illustration, le rapport des épaisseurs d'enrobage des armatures de la Pile K – Face C est disponible en annexe (*Annexe 3 : Rapport sur les épaisseurs d'enrobage de la Pile K – Face C*).

Chapitre 2 : Campagne expérimentale

Zone 3	H11 (Zone 3)	H12 (Zone 3)	H13 (Zone 3)	H14 (Zone 3)	H15 (Zone 3)
	x (m) y (m) z (cm)				
	1,80 2,16 7,0	1,80 2,42 7,6	1,80 2,63 8,4	1,80 2,82 5,3	1,80 2,97 3,6
	1,60 2,17 7,2	1,60 2,41 8,9	1,60 2,65 8,6	1,60 2,82 7,0	1,60 2,98 4,8
	1,40 2,16 10,1	1,40 2,42 10,0	1,40 2,65 10,6	1,40 2,80 7,4	1,40 2,98 7,2
	1,20 2,16 8,2	1,20 2,41 8,2	1,20 2,65 9,3	1,20 2,84 8,4	1,20 2,97 5,8
	1,00 2,16 7,7	1,00 2,41 7,7	1,00 2,65 8,4	1,00 2,82 8,9	1,00 2,97 7,4
	0,80 2,16 8,1	0,80 2,41 8,2	0,80 2,69 8,9	0,80 2,82 9,3	0,80 2,98 6,7
	0,60 2,16 9,3	0,60 2,41 9,3	0,60 2,51 8,8	0,60 2,67 9,1	0,60 2,84 9,6
	0,40 2,17 7,4	0,40 2,41 7,4	0,40 2,53 8,2	0,40 2,69 7,6	0,40 2,85 8,1
0,20 2,19 6,7	0,20 2,43 7,2	0,20 2,68 7,6	0,20 2,86 8,2	0,20 2,98 5,8	
Moy. Theorique 5,6	Moy. Theorique 5,6	Moy. Theorique 5,6	Moy. Theorique 5,6	Moy. Theorique 5,6	
Moyenne 8,0	Moyenne 8,3	Moyenne 8,5	Moyenne 7,9	Moyenne 6,6	
Ecart-type 1,1	Ecart-type 0,9	Ecart-type 1,2	Ecart-type 1,3	Ecart-type 1,8	
Minimum 6,7	Minimum 7,2	Minimum 6,4	Minimum 5,3	Minimum 3,6	
Maximum 10,1	Maximum 10,0	Maximum 10,6	Maximum 9,3	Maximum 9,6	
Zone 2	H6 (Zone 2)	H7 (Zone 2)	H8 (Zone 2)	H9 (Zone 2)	H10 (Zone 2)
	x (m) y (m) z (cm)				
	1,80 1,06 6,1	1,80 1,26 5,7	1,80 1,48 6,1	1,80 1,65 6,4	1,80 1,92 6,4
	1,60 1,09 6,9	1,60 1,29 6,9	1,60 1,48 6,7	1,60 1,67 7,1	1,60 1,94 7,4
	1,40 1,08 8,5	1,40 1,28 8,7	1,40 1,48 8,2	1,40 1,67 8,9	1,40 1,93 8,9
	1,20 1,08 7,7	1,20 1,28 7,7	1,20 1,48 7,7	1,20 1,66 7,7	1,20 1,93 7,7
	1,00 1,09 7,4	1,00 1,28 7,2	1,00 1,48 7,2	1,00 1,66 7,1	1,00 1,93 7,4
	0,80 1,09 8,0	0,80 1,29 7,7	0,80 1,48 7,9	0,80 1,67 7,7	0,80 1,93 7,7
	0,60 1,09 8,9	0,60 1,29 8,9	0,60 1,48 8,9	0,60 1,66 8,9	0,60 1,92 8,7
	0,40 1,09 6,9	0,40 1,30 7,1	0,40 1,49 7,1	0,40 1,68 7,1	0,40 1,93 6,9
0,20 1,09 6,1	0,20 1,29 6,1	0,20 1,51 6,2	0,20 1,69 6,4	0,20 1,94 6,2	
Moy. Theorique 5,6	Moy. Theorique 5,6	Moy. Theorique 5,6	Moy. Theorique 5,6	Moy. Theorique 5,6	
Moyenne 7,4	Moyenne 7,3	Moyenne 7,3	Moyenne 7,5	Moyenne 7,5	
Ecart-type 1,0	Ecart-type 1,1	Ecart-type 0,9	Ecart-type 0,9	Ecart-type 0,9	
Minimum 6,1	Minimum 5,7	Minimum 6,1	Minimum 6,4	Minimum 6,2	
Maximum 8,9	Maximum 8,9	Maximum 8,9	Maximum 8,9	Maximum 8,9	
Zone 1	H1 (Zone 1)	H2 (Zone 1)	H3 (Zone 1)	H4 (Zone 1)	H5 (Zone 1)
	x (m) y (m) z (cm)				
	1,80 0,07 6,1	1,80 0,28 5,7	1,80 0,46 6,1	1,80 0,67 5,7	1,80 0,87 5,4
	1,60 0,07 6,6	1,60 0,29 6,7	1,60 0,46 6,7	1,60 0,68 6,4	1,60 0,86 6,7
	1,40 0,07 8,7	1,40 0,30 8,0	1,40 0,46 8,4	1,40 0,68 8,2	1,40 0,86 8,4
	1,20 0,07 8,0	1,20 0,29 8,0	1,20 0,47 8,2	1,20 0,68 7,7	1,20 0,85 7,9
	1,00 0,09 7,5	1,00 0,30 7,5	1,00 0,48 7,5	1,00 0,69 7,2	1,00 0,87 7,5
	0,80 0,06 7,7	0,80 0,28 7,7	0,80 0,67 8,0	0,80 0,67 8,0	0,80 0,86 8,0
	0,60 0,08 8,7	0,60 0,29 8,5	0,60 0,47 8,9	0,60 0,69 8,7	0,60 0,87 8,9
	0,40 0,07 7,0	0,40 0,29 7,0	0,40 0,47 7,0	0,40 0,69 7,0	0,40 0,88 7,0
0,20 0,06 6,6	0,20 0,29 6,2	0,20 0,48 6,2	0,20 0,69 6,1	0,20 0,88 6,2	
Moy. Theorique 5,6	Moy. Theorique 5,6	Moy. Theorique 5,6	Moy. Theorique 5,6	Moy. Theorique 5,6	
Moyenne 7,4	Moyenne 7,3	Moyenne 7,4	Moyenne 7,2	Moyenne 7,3	
Ecart-type 0,9	Ecart-type 0,9	Ecart-type 1,0	Ecart-type 1,0	Ecart-type 1,1	
Minimum 6,1	Minimum 5,7	Minimum 6,1	Minimum 5,7	Minimum 5,4	
Maximum 8,7	Maximum 8,5	Maximum 8,9	Maximum 8,7	Maximum 8,9	



Moy. Theorique correspond à l'enrobage moyen des armatures horizontales d'après les plans de construction



	Min (cm)	Max (cm)	Moy (cm)	Ecart-type (cm)	Enrobages caractéristiques		Nombre de mesures
					5% (cm)	95% (cm)	
Zone 3	3,6	10,6	7,8	1,4	4,6	9,5	45
Zone 2	5,7	8,9	7,4	0,9	5,6	8,3	45
Zone 1	5,4	8,9	7,3	1,0	5,2	8,3	45
Global	3,6	10,6	7,5	1,1	5,2	8,8	135

Figure 2-18 : Résultats des épaisseurs d'enrobage des armatures horizontales de la face de pile PK – FC et traitement statistique associé.

4.1.4 Etape 4 : Connexion permanente au réseau d'armatures

Les mesures de potentiel de corrosion et densité de courant de corrosion du diagnostic nécessitent une connexion électrique au réseau d'armatures. De manière à pouvoir investiguer les trois zones de mesure en fonction du niveau de la hauteur d'eau, deux connexions électriques permanentes par face de pile ont été réalisées sur l'arête gauche des parements. Les connexions sont situées, autant que possible, à la même hauteur sur chaque arête de pile, comme indiqué dans le *Tableau 2-12*. Elles correspondent approximativement au milieu de la zone de mesure Z3 et de la zone de mesure Z1 (*Figure 2-19*).

Tableau 2-12 : Altimétries théoriques des connexions permanentes.

Connexion permanente	Altimétrie « théorique » (m)	Zone de mesure	Position « théorique » par rapport à l'origine de la zone correspondante (m)	
			X	Y
Haute	+6,45 CM	Z3	-0,1	0,5
Basse	+4,45 CM	Z1	-0,1	0,5

Les armatures ont été dégagées au niveau d'un nœud (croisement entre une armature horizontale et verticale) et les caractéristiques géométriques, d'état de corrosion et d'enrobage des armatures ont été relevées. L'armature verticale ($\Phi=32$ mm) a été percée sur une profondeur ~ 1 cm. Une armature HA de diamètre 8 mm, préalablement coupée à la bonne longueur pour arriver au ras du parement, est emmanchée en force, à la massette, dans l'armature verticale. Afin d'assurer une bonne continuité électrique, de la graisse de contact électrique a été déposée sur l'armature.

La continuité électrique des connexions permanentes a été testée. Pour ce faire, dans chaque cas, une armature verticale située sur l'arête de droite a été dégagée en utilisant une perceuse. Ensuite, à l'aide d'un voltmètre à haute impédance, la résistance électrique entre l'armature verticale dégagée (à droite) et la connexion permanente (à gauche) a été mesurée. Dans tous les cas, la résistance électrique mesurée était inférieure à 1Ω comme indiqué dans les recommandations de la RILEM TC-154 [Andrade 2004, Elsener 2003].

Pour finir, la connexion permanente et l'armature verticale, ayant servi au test de continuité électrique, ont été rebouchées avec du produit de rebouchage (Lankorep 735 de LANKO®). Dans le rebouchage de la connexion permanente, il est important de laisser suffisamment de « place » pour pouvoir connecter une pince crocodile sur l'armature rajoutée, qui assure la continuité électrique avec la cage d'armature. Afin de protéger la connexion permanente de la rouille, elle a été recouverte de graisse standard. Pour assurer l'étanchéité, la connexion est protégée par une plaque en PVC rendue étanche avec de la silicone.

La *Figure 2-19* présente la position des connexions permanentes de la face de pile PE-FG, ainsi que l'armature de connexion après nettoyage (retrait de la graisse) avec une pince crocodile connectée.



Figure 2-19: Photographies des connexions permanentes de la face de pile PE-FG.

4.2 Réalisation des mesures du diagnostic de corrosion

La réalisation du diagnostic de corrosion est composée des trois dernières étapes de la méthodologie du diagnostic de corrosion utilisée sur le pont de l'île de Ré (*Tableau 2-9*).

Après la réalisation du diagnostic de corrosion, les mesures obtenues doivent être interprétées. Ce n'est pas l'objet de ce chapitre, mais il est important de préciser que les données en diagnostic de corrosion publiées dans la littérature, qui ont été utilisées pour la rédaction des textes d'interprétations des mesures, ont, le plus souvent, été obtenues sur des bétons réalisés à partir de ciment Portland (CEM I). Pour les piles du pont de l'île de Ré, au regard de leur formulation basée sur un ciment CEM II/B (*Tableau 2-2*), sans expliciter le type d'ajout minéral ou la nature des pouzzolanes, les valeurs caractéristiques des mesures peuvent être différentes de celles d'un ciment du type CEM I.

4.2.1 Etape 5 : Mesure de résistivité électrique du béton de surface

La mesure de résistivité électrique du béton de surface a pour but de localiser les zones humides et/ou avec une forte teneur en ions chlorure. Il s'agit d'une mesure qualitative. Les valeurs de résistivité sont associées à un risque de corrosion [Polder 2000].

Les mesures de résistivité électrique du béton de surface ont été réalisées à l'aide d'un appareil RésiPod (PROCEQ®)¹⁸ selon les données du *Tableau 2-13*.

¹⁸ Il s'agit d'une sonde de type Wenner munie de 4 électrodes, pour laquelle la profondeur d'investigation est environ égale à l'espacement inter-électrode (ici 5 cm).

Tableau 2-13 : Description de l'appareil de mesure de la résistivité électrique du béton de surface.

Appareil utilisé	RésiPod de PROCEQ® - espacement inter-électrode de 5 cm
Caractéristiques de l'appareil utilisé	<p>Technique de mesure : Sonde Wenner à 4 points</p> <p>Courant alternatif : 40 Hz</p> <p>Gammes de courant (suivant la résistance externe de contact) :</p> <ul style="list-style-type: none"> - 200 μA - 50 à 10 μA <p>Plage de mesure : 1 à ~1000 kΩ.cm</p> <p>Résolution : 0,1 kΩ.cm</p> <p>Erreur de mesure : +/- 2,4 kΩ.cm</p> <p>Plage de température d'utilisation : de 0 à 50°C</p>
Temps de mesure	~40 min par zone de mesure
% de non-mesure	<p>0%, toutes les mesures sont réalisables tant que :</p> <ul style="list-style-type: none"> - le parement en béton est plan - le parement béton est suffisamment humide - l'appareil peut être positionné sans être « à cheval » sur une armature
Conditions limites d'utilisation	Aucune
Protocole expérimental	Annexe 4 : Protocole expérimental de la mesure de résistivité électrique du béton
Texte d'interprétation des données	<p>Action européenne COST 509 [Cox 1997]</p> <p>Recommandation RILEM TC-154 [Polder 2000]</p>
Format des résultats	<p>Tableau de valeurs</p> <p>Cartographies iso-valeur</p> <p>Données statistiques</p>
Photographies	

4.2.2 Etape 6 : Mesure de potentiel de corrosion des armatures

La mesure de potentiel de corrosion des armatures a pour principal objectif de localiser les zones anodiques, a priori susceptibles d'avoir une activité de corrosion. Il s'agit d'une mesure qualitative où la

valeur de potentiel est associée à une probabilité de corrosion, à un risque ou à une activité de corrosion (suivant le texte de référence utilisé) [ASTM C876 2015, ASTM C876 2009, Elsener 2003, ASTM C876 1999, Cox 1997].

Les mesures de potentiel de corrosion ont été réalisées à l'aide d'un Canin+ (PROCEQ®) selon les informations décrites dans le *Tableau 2-14*.

Tableau 2-14 : Description de l'appareil de mesure de potentiel de corrosion des armatures utilisé.

Appareil utilisé	Canin+ de PROCEQ®	
Caractéristiques de l'appareil utilisé	Electrode de référence : Cu/CuSO ₄ Impédance interne du voltmètre : 10 MΩ Résolution : 1 mV Plage de mesure : -999 à +340 mV Erreur de mesure (suivant l'électrode utilisée) Plage de température d'utilisation : de 0 à 60°C	
Electrode utilisée	Electrode à barre	Electrode à roue
Erreur de mesure	+/- 5 mV	+/- 20 mV
Armatures étudiées et pas de mesure	Armatures horizontales : 5 cm Nœuds : distance entre les nœuds	Armatures verticales : 2 cm
Temps de mesure	~25 min par zone de mesure	~5 min par zone de mesure
% de non-mesure	0%, toutes les mesures sont réalisables tant que : <ul style="list-style-type: none"> - la continuité électrique est assurée entre la connexion permanente et l'appareil 	~5%, les mesures sont erronées lors : <ul style="list-style-type: none"> - du décollement partiel de la roue du parement - que la roue chevauche sur le guide de mesure en plastique
Protocoles expérimentaux	Annexe 5 : Protocole expérimental de la mesure de potentiel de corrosion des armatures horizontales Annexe 6 : Protocole expérimental de la mesure de potentiel de corrosion des armatures verticales	
Conditions limites d'utilisation	Appareil sensible à l'humidité relative de l'air ambiant.	
Texte d'interprétation des données	Norme ASTM C876 [ASTM C876 2015, ASTM C876 2009, ASTM C876 1999] Action européenne COST 509 [Cox 1997] Recommandation RILEM TC-154 [Elsener 2003]	
Format des résultats	Tableau de valeurs Cartographies iso-valeur Données statistiques	



4.2.3 Etape 7 : Mesure de densité de courant de corrosion des armatures

La mesure de densité de courant de corrosion des armatures a pour principal objectif de caractériser, de manière quantitative, l'activité de corrosion à un instant donné [Andrade 2004, Cox 1997].

Les mesures de vitesse de corrosion¹⁹⁾ ont été réalisées à l'aide d'un GalvaPulse GP-5000 (Germann Instrument®) selon les informations décrites dans le *Tableau 2-15*.

¹⁹⁾ Terme généralement utilisé pour la densité de courant de corrosion (vocabulaire plus scientifique).

Tableau 2-15 : Description de l'appareil de mesure de densité de courant de corrosion des armatures.

Appareil utilisé	GalvaPulse GP-5000 de Germann Instrument®
Caractéristiques de l'appareil utilisé	Electrode de référence : Ag/AgCl Technique de mesure : Impulsion galvanostatique Technique de confinement : Statique Longueur de polarisation théorique : 70 mm Courant de polarisation : 5 à 450 μ A (choix de l'utilisateur) Temps de polarisation : 10 à 75 s (choix de l'utilisateur) Erreur de mesure : +/- 20 mV sur le potentiel de corrosion
Temps de mesure	~15 min par zone de mesure (avec un temps de polarisation de 30 s)
% de non-mesure	« Make a new measurement » : ~30%
Protocole expérimental	Annexe 7 : Protocole expérimental de la mesure de densité de courant de corrosion des armatures.
Conditions limites d'utilisation	Appareil assez fragile en conditions d'utilisation de chantier.
Texte d'interprétation des données	Action européenne COST 509 [Cox 1997] Recommandation RILEM TC-154 [Andrade 2004]
Format des résultats	Tableau de valeurs Cartographies iso-valeur Données statistiques
Photographies	

4.3 Succession des mesures suivant la phase de la marée

Pour s'affranchir des effets environnementaux sur les mesures, les 3 (ou 4) zones de mesure ont été diagnostiquées successivement lors de la même marée. Afin d'être en mesure de réaliser le diagnostic complet d'une surface, il était primordial d'être « en avance » par rapport à la marée, c'est-à-dire de bénéficier de suffisamment de temps pour effectuer toutes les mesures sur une zone de mesure le temps qu'elle restait accessible. Lorsque les conditions maritimes ont imposé un arrêt des mesures sur une face en cours de diagnostic, le diagnostic a été intégralement refait ultérieurement.

La méthodologie de mesure de diagnostic de corrosion utilisée est différente suivant la phase de la marée, montante ou descendante, et est explicitée ci-après.

4.3.1 Marée montante

Les mesures commencent à marée basse par la zone de mesure Z1, puis la zone de mesure Z2 pour finir par la zone de mesure Z3 (et zone de mesure Z4). Les mesures ont toujours été effectuées suivant l'ordre décrit sur la *Figure 2-20*.

Les mesures de potentiel de corrosion sur les armatures verticales ont été effectuées en utilisant une électrode à roue²⁰⁾ équipée d'un capteur de déplacement, qui est montée sur un manche télescopique de 1 à 3 m. Les mesures de résistivité électrique du béton de surface, de densité de courant de corrosion et de potentiels de corrosion sur les armatures horizontales et sur les nœuds sont réalisées de bas en haut, sur chaque zone de mesure et donc sur la surface totale investiguée.

²⁰⁾ Afin de réaliser correctement les mesures de potentiel de corrosion avec l'électrode à roue du Canin⁺, l'opérateur doit être situé au-dessous de la zone à étudier (sinon le garde-corps du bateau est un obstacle). L'opérateur doit donc anticiper la marée notamment pour la zone de mesure Z1.

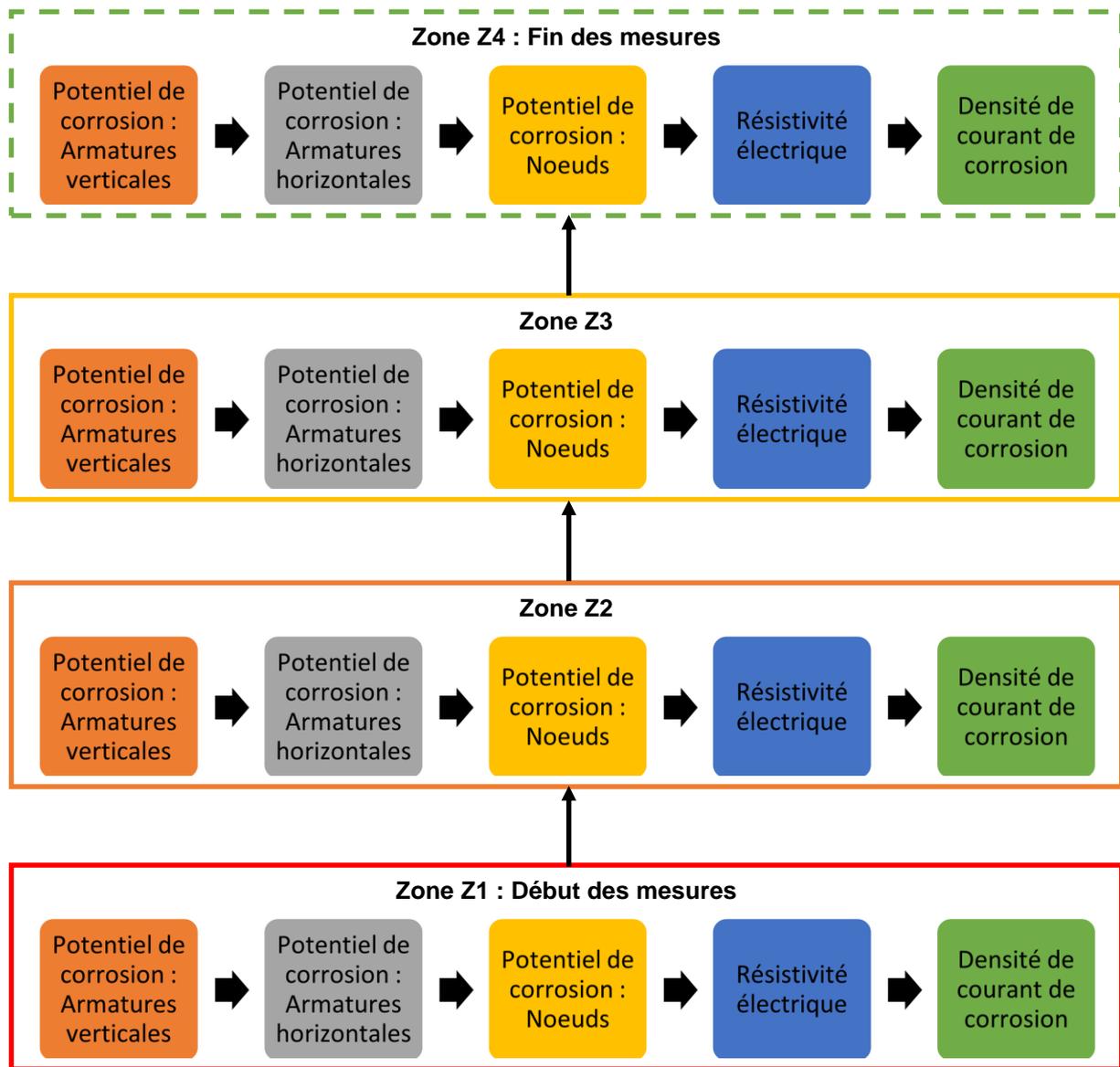


Figure 2-20 : Méthodologie de mesure utilisée à marée montante.

4.3.2 Marée descendante

Les mesures commencent à marée haute par la (zone de mesure Z4 puis) zone de mesure Z3, puis la zone de mesure Z2 pour finir par la zone de mesure Z1. Les mesures ont toujours été effectuées suivant l'ordre décrit sur la Figure 2-21.

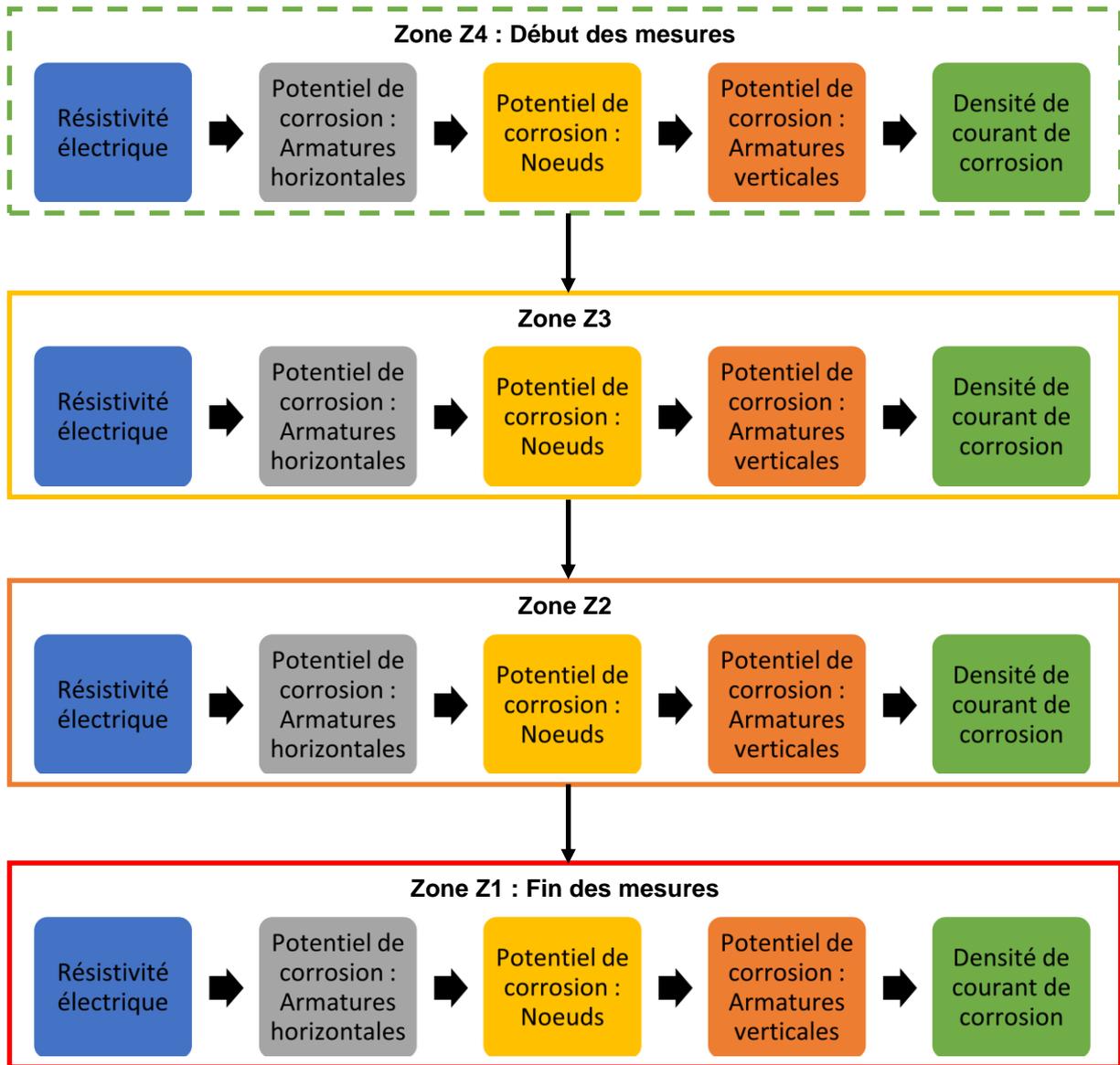


Figure 2-21 : Méthodologie de mesure utilisée à marée descendante.

A marée haute, la zone de mesure Z3 est située au niveau ou en-dessous des garde-corps de l'embarcation. Pour cette raison, les mesures de potentiel de corrosion sur les armatures verticales (utilisation de l'électrode à roue) ne sont pas réalisables. Pour suivre la méthodologie de mesure utilisée dans le cas de la marée montante, il faudrait attendre que le niveau d'eau baisse. Dans ce cas de figure, le temps restant pendant lequel la zone de mesure considérée serait accessible est bien inférieur au temps nécessaire à la réalisation de l'ensemble des mesures. Donc le diagnostic de corrosion ne pourrait pas être réalisé sur toute la hauteur de la zone de mesure. C'est pourquoi la méthodologie de mesure est différente entre la marée montante ou descendante.

Les mesures de résistivité électrique du béton de surface, de densité de courant de corrosion et de potentiels de corrosion sur les armatures horizontales et sur les nœuds sont réalisées de haut en bas, sur chaque zone de mesure et donc sur la surface totale investiguée.

4.4 Prétraitement des données

Lors de la plupart des journées d'intervention²¹⁾, 2 faces de pile ont été diagnostiquées sur 2 marées (montante puis descendante ou inversement). Les données brutes des mesures réalisées sont successivement extraites sur des tableurs (fichiers Excel[®]) spécialement conçus dans le cadre du projet DéCoF-Ré.

Le soir à l'hôtel, une sauvegarde et une organisation des données est nécessaire pour :

- organiser convenablement les données, en renommant les fichiers de mesure bruts des appareils suivant la pile, la face de pile, la zone de mesure, les armatures considérées et les paramètres testés ;
- vérifier les tableurs de données (fichiers Excel[®]) dédiés, dans lesquels les premières représentations et les premiers traitements statistiques sont effectués de manière automatique ;
- réaliser un premier prétraitement des données pour tracer les cartographies iso-valeurs, à l'aide du logiciel spécifique Surfer 11[®]. En entrée, les données sont renseignées dans un fichier Matlab[®] propre à chaque face de pile (positionnement des armatures différent pour chaque face de pile). En sortie, un fichier est obtenu : il contient la position des points de mesure ainsi que la valeur associée.

²¹⁾ Une journée d'intervention compte en moyenne 10 à 13 heures sur l'embarcation et 1 à 2 heures d'organisation et de prétraitement des données le soir à l'hôtel.

**Chapitre 3 : Résultats des investigations et
évaluation de la présomption des piles du pont de
l'île de Ré à la corrosion des armatures**

Le Chapitre 3 de ce manuscrit présente, dans un premier temps, les résultats des investigations menées en 1^{ère} année de thèse. Dans une seconde partie, l'évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures est réalisée en prenant en compte : (i) l'inspection visuelle des zones et le relevé des désordres associé, (ii) les mesures d'épaisseur d'enrobage des armatures et (iii) les mesures spécifiques au diagnostic de corrosion (potentiel de corrosion des armatures, résistivité électrique du béton et densité de courant de corrosion des armatures). Une discussion/comparaison des résultats des évaluations est ensuite présentée. Dans une troisième partie, une sélection de piles à étudier en années $n+2$ et $n+3$ est réalisée à partir d'une classification « à dire d'expert », dans le but d'étudier des phénomènes particuliers du milieu d'exposition qui peuvent avoir une influence sur le diagnostic de corrosion tels que : la phase de la marée, le phénomène de marnage ou encore la saisonnalité.

1 Résultats des investigations menées en 1^{ère} année

En 1^{ère} année, 15 piles du pont de l'île de Ré (*Figure 2-9*) – P3, P5, P7, P10, P11, P12, P13, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P23 et P25 (*Chapitre 2 :2.2 Choix des piles en fonction des paramètres de construction*) – ont été diagnostiquées afin de disposer d'un panel de corps d'épreuve conséquent permettant d'étudier différents degrés d'état de corrosion des armatures de l'ouvrage. Dans la suite du manuscrit de thèse, par soucis de confidentialité, les numéros des piles étudiées ont été rendus anonymes. Les numéros des piles ont été remplacés par des lettres de façon aléatoire.

Les diagnostics de corrosion ont été réalisés suivant la même méthodologie de mesure (*Figure 2-20* et *Figure 2-21* suivant la phase de la marée). Les dimensions d'une zone de mesure étudiée sont de 1 m de hauteur et de 1,85 m de largeur (la largeur de la face de pile). Sur une face de pile, 3 zones de mesure (Z1, Z2 et Z3) situées de bas en haut sur la levée n°2 ont été étudiées, et 1 zone de mesure supplémentaire Z4 sur la levée n°3 de 2 piles (P16 et P17) pour étudier le B40F (*Figure 2-11*). Deux faces FC et FG ont été considérées par pile (*Figure 2-10*).

Un rapport de diagnostic conformément aux différentes étapes établies (*Tableau 2-9*) est présenté en annexe (*Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C*). Pour des raisons de confidentialités évidentes, le Maître d'Ouvrage (Département de la Charente-Maritime) n'a pas souhaité rendre publics les rapports des diagnostics de corrosion. Cependant, il a accepté que les résultats issus des différentes interprétations des mesures proposées dans la littérature soient mentionnés dans le manuscrit de thèse.

2 Evaluation de la présomption des piles à la corrosion des armatures

2.1 Présentation de la démarche utilisée

Les données issues des investigations portent sur 84 zones de mesure. Les résultats de la pile P3 sur plage, ainsi que ceux concernant les zones de mesure Z4 sur les piles P16 et P17, ne sont pas étudiés dans ce chapitre. Néanmoins, ils sont présentés en annexe (*Annexe 9 : Impact des critères de*

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

construction sur l'évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures), où l'influence des critères de construction – ayant servi à sélectionner les piles diagnostiquées (*Chapitre 2 :2.2 Choix des piles en fonction des paramètres de construction*) – a été étudiée pour évaluer leur éventuelle influence sur la présomption du béton armé à la corrosion des armatures.

Un risque est défini comme étant le fruit d'un aléa ou l'effet des incertitudes. Dans cette étude, l'aléa que l'on cherche à modéliser est l'effet environnemental. Le risque de corrosion est alors observé si une prédisposition existe, qui sera fournie par l'aléa environnemental. La prédisposition correspond, donc, à la sensibilité du béton armé à la corrosion des armatures dans une zone donnée. Ici, il n'est question que de la présomption du béton armé, dans une zone donnée, à la corrosion des armatures. Néanmoins, le Chapitre 5 porte sur le croisement des résultats de diagnostic de corrosion et d'autopsie visuelle.

La présomption du béton armé des différentes zones de mesure à la corrosion des armatures a été évaluée en fonction de 5 critères : l'inspection visuelle des désordres, l'épaisseur d'enrobage, le potentiel de corrosion des armatures, la résistivité électrique du béton et la densité de courant de corrosion des armatures. Il faut préciser que chacun de ces critères permet d'évaluer l'état de dégradation des zones étudiées vis-à-vis de la corrosion, mais pas de la même façon.

A chaque critère d'évaluation, des catégories (2, 3 ou 4) ont été utilisées pour décrire la présomption de la zone de béton armé étudiée à la corrosion. Pour l'inspection visuelle et l'épaisseur d'enrobage, des catégories propres au pont de l'île de Ré ont été proposées. Pour les mesures de diagnostic de corrosion, les catégories utilisées sont issues de la littérature et rendent compte d'une probabilité de corrosion, d'un risque de corrosion ou d'une activité de corrosion²²⁾.

2.2 Inspection visuelle des désordres

Le *Tableau 3-1* présente l'ensemble des désordres observés lors de l'inspection visuelle (*Figure 2-14*) des parements des piles du pont de l'île de Ré.

²²⁾ Les terminologies sont issues de domaines thématiques différents et peuvent se révéler imprécises.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

Tableau 3-1 : Désordres relevés sur les piles du pont de l'île de Ré lors de l'inspection visuelle.

Dénomination du désordre	Définition et signification des termes employés	Photographie d'illustration propre au pont de l'île de Ré
Ragréage (traces de réparation)	Le ragréage est une opération d'enduction partielle du parement en béton. Il permet d'obtenir un parement lisse en obturant les défauts de surface, tels que les éclats de béton par exemple.	
Coulure de rouille	Les coulures de rouille sont dues à la corrosion des armatures, où les oxydes de fer ressortent du parement en béton. Elles sont généralement localisées au niveau de désordres existants (fissures et/ou éclats de béton) qui facilitent l'évacuation des produits de corrosion.	
Efflorescence	Les efflorescences sont des dépôts irréguliers de teinte blanchâtre. Elles apparaissent généralement au niveau des fissures, et sont constituées de microcristaux de carbonate de calcium (calcite) provenant de la dissolution des constituants du béton (ciment essentiellement).	
Fissure	Les fissures sont des fentes visibles affectant la surface du béton. Par convention, l'ouverture d'une fissure est comprise entre 0,2 et 5 mm. Au-dessus il s'agit d'une fracture.	
Fissure verticale le long d'une armature (plus généralement appelé fissuration selon le plan de ferrailage)	La fissuration du parement en béton selon le plan de ferrailage apparaît de façon rectiligne le long des armatures. Les fissures peuvent être fines (microfissuration) ou importantes (jusqu'à 5 mm), et sont généralement le signe d'une activité de corrosion de l'acier.	

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

Eclat de béton	Les éclats de béton sont des manques superficiels de béton, pouvant découvrir les armatures. Ils peuvent être dus à la mise en œuvre (décoffrage), à un choc ou à la corrosion des armatures.	
Epaufrure	Les épaufitures sont, également, des éclats de béton à la différence près que le béton est toujours présent sur le parement. Elles sont identifiables : en tapant dessus (avec un marteau par exemple) un bruit creux se fait entendre.	
Acier apparent	Les aciers apparents apparaissent lorsque les éclats de béton sont localisés au droit des armatures. Ce type de désordre est généralement causé par la corrosion des armatures, qui entraîne un gonflement de l'acier.	

Le *Tableau 3-2* associe un ou plusieurs désordres rencontrés à une catégorie de présomption du béton armé à la corrosion, et précise la nomenclature utilisée. Les couleurs des trois catégories choisies dans le contexte des piles du pont de l'île de Ré, indiquent respectivement une vulnérabilité négligeable en vert, incertaine en jaune et avérée en rouge.

Tableau 3-2 : Trois catégories de présomption du béton armé à la corrosion des armatures en fonction des désordres observés lors de l'inspection visuelle (les couleurs indiquent respectivement une vulnérabilité négligeable en vert, incertaine en jaune et avérée en rouge).

Négligeable Aucun désordre observé		Incertaine Désordres non-significatifs d'une corrosion mais pouvant favoriser son apparition		Avérée Désordre lié <i>a priori</i> à une corrosion avérée	
RAS	Rien à signaler	F	Fissure	AA	Acier apparent
		FC	Fissure calcifiée	E	Epaufiture
		EB	Eclat de béton	Rou	Coulure de rouille
		R	Ragréage	FV	Fissure verticale

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

Le *Tableau 3-3* présente les résultats des inspections visuelles pour l'ensemble des zones de mesure étudiées avec une quantification du désordre soit en longueur cumulée (notée I_c) soit en surface cumulée (notée S_c)²³⁾. Les codes couleurs de vulnérabilité sont utilisés selon le *Tableau 3-2*.

Les résultats du *Tableau 3-3* montrent que les zones étudiées qui appartiennent à la catégorie de vulnérabilité avérée sont préférentiellement situées en face FC et en zone de mesure Z3 (leur proportion augmente lorsque l'altimétrie augmente).

Les piles les plus dégradées visuellement sont, pour les faces de pile FC : PD, PJ, PK et PO et pour les faces de pile FG : PM. Si des opérations de maintenance sont prévues, ces piles nécessiteraient d'être réparées en priorité. Les faces de pile sans défaut visuel sur leurs 3 zones de mesures sont toutes des faces de pile FG, il s'agit des piles : PC, PD, PK et PO.

²³⁾ Excepté pour les coulures de rouille qui sont difficilement quantifiables.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

Tableau 3-3 : Résultats des inspections visuelles par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion pour l'ensemble des zones de mesures.

Piles		PB	PC	PD	PE	PF	PG	PH	PI	PJ	PK	PL	PM	PN	PO	
Faces		FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	
Zones	Z3	F ($l_c=1,01$ m)	FV ($l_c=1,00$ m)	AA ($l_c=1,12$ m) E ($S_c=1,19$ m ²)	FV ($l_c=1,09$ m)	Rou	F ($l_c=0,79$ m)	E ($S_c=0,13$ m ²)	F ($l_c=0,76$ m)	E ($S_c=1,24$ m ²)	AA ($l_c=0,35$ m)	E ($S_c=0,15$ m ²)	E ($S_c=0,15$ m ²) Rou	F ($l_c=2,54$ m)	AA ($l_c=0,16$ cm)	
		R ($S_c>0,01$ m ²)	F ($l_c=0,64$ m)	Rou		F ($l_c=2,47$ m) EB ($S_c>0,01$ m ²)		F ($l_c=3,85$ m)	Rou	FC ($l_c=0,21$ m)	E ($S_c=0,50$ m ²)	F ($l_c=0,47$ m)	F ($l_c=1,93$ m) EB ($S_c>0,01$ m ²)		E ($S_c=0,37$ m ²)	
		EB ($S_c>0,01$ m ²)	F ($l_c=0,12$ m) EB ($S_c>0,01$ m ²)	R ($S_c>0,01$ m ²)		R ($S_c>0,01$ m ²)		EB ($S_c=0,01$ m ²)	E ($S_c=0,50$ m ²)	F ($l_c=0,47$ m)	R ($S_c=0,01$ m ²)	EB ($S_c=0,10$ m ²)				
	Z2	F ($l_c=0,36$ m)	FV ($l_c=1,00$ m)	E ($S_c=0,10$ m ²)	FV ($l_c=1,01$ m)	F ($l_c=1,33$ m)	RAS	RAS	RAS	Rou	E ($S_c=0,04$ m ²)	RAS	Rou	F ($l_c=0,38$ m)	E ($S_c=0,02$ m ²)	
		FC ($l_c=1,05$ m)		EB ($S_c=0,01$ m ²)	EB ($S_c>0,01$ m ²)		EB ($S_c=0,02$ m ²)	F ($l_c=0,65$ m) EB ($S_c=0,04$ m ²)								
	Z1	FC ($l_c=1,57$ m)	FV ($l_c=1,01$ m)	RAS	FV ($l_c=1,01$ m)	RAS	RAS	RAS	RAS	RAS	RAS	RAS	RAS	RAS	RAS	
			F ($l_c=0,83$ m)		F ($l_c=0,58$ m)											

Piles		PB	PC	PD	PE	PF	PG	PH	PI	PJ	PK	PL	PM	PN	PO	
Faces		FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	
Zones	Z3	F ($l_c=1,01$ m)	RAS	RAS	E ($S_c=0,28$ m ²)	E ($S_c=0,22$ m ²)	EB ($S_c>0,01$ m ²)	RAS	F ($l_c=0,34$ m)	E ($S_c=0,11$ m ²)	RAS	F ($l_c=0,47$ m)	E ($S_c=0,11$ m ²) Rou	F ($l_c=1,17$ m)	RAS	
		FC ($l_c=0,22$ m)			F ($l_c=0,62$ m)	EB ($S_c>0,01$ m ²)		FC ($l_c=0,42$ m)	EB ($S_c>0,01$ m ²)	EB ($S_c>0,01$ m ²)		F ($l_c=1,00$ m) EB ($S_c=0,10$ m ²)				
	Z2	F ($l_c=0,89$ m)	RAS	RAS	F ($l_c=0,25$ m)	RAS	RAS	RAS	RAS	RAS	RAS	RAS	FV ($l_c=1,00$ m)	RAS	RAS	
	Z1	FC ($l_c=1$ m)	RAS	RAS	F ($l_c=1,88$ m)	RAS	RAS	RAS	RAS	RAS	RAS	RAS	FV ($l_c=0,40$ m)	RAS	RAS	

2.3 Epaisseur d'enrobage des armatures

En utilisant l'approche de durabilité²⁴⁾ du béton armé qui repose sur les transferts d'espèces à travers le réseau poreux du béton d'enrobage, la limite entre la phase d'amorçage et le début de la phase de propagation de la corrosion (*Figure 1-4*) est définie comme étant le temps nécessaire pour que la concentration de l'électrolyte en ions chlorure au niveau des armatures soit suffisante pour détruire le film protecteur [Baroghel-Bouny 2004]. Il s'ensuit que la corrosion des armatures se produira plus tardivement si l'épaisseur d'enrobage est plus importante.

A titre d'illustration, des résultats obtenus sur les piles du pont de l'île de Ré ont déjà été présentés dans le Chapitre 2. La *Figure 2-18* a présenté les épaisseurs d'enrobages des armatures horizontales de la face de pile Pile K – Face C pour les 3 zones de mesure (Z1, Z2 et Z3). De plus, le rapport complet sur les épaisseurs d'enrobage de cette face de pile est disponible en annexe (*Annexe 3 : Rapport sur les épaisseurs d'enrobage de la Pile K – Face C*).

Le *Tableau 3-4* associe des intervalles d'épaisseur d'enrobage des armatures horizontales²⁵⁾ à une catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures en utilisant différents règlements :

- dans le BAEL 80 (révisé en 1983), un enrobage minimal de 4 cm est préconisé pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns, aux brouillards salins ou à des atmosphères très agressives [Toutlemonde 2005, Poineau 1987] ; il s'agit du règlement en vigueur lors de la construction du pont de l'île de Ré ;
- dans l'EUROCODE 2 , un enrobage minimal de 5 cm est imposé pour les ouvrages maritimes [NF EN 1992-1-1 2005] ; il s'agit du règlement en vigueur en 2017.

Les trois catégories sont représentées en vert, jaune et rouge respectivement pour des vulnérabilités faible, incertaine et élevée.

Tableau 3-4 : Trois catégories de présomption du béton armé à la corrosion des armatures en fonction des valeurs d'épaisseur d'enrobage (les couleurs indiquent respectivement une vulnérabilité faible en vert, incertaine en jaune et élevée en rouge).

Intervalles d'épaisseur d'enrobage (cm)	Vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures
$e < 4$	Elevée
$4 \leq e < 5$	Incertaine
$5 \leq e$	Faible

La *Figure 3-1* synthétise pour chacune des zones de mesure étudiées, les pourcentages des valeurs d'épaisseur d'enrobage par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures selon les

²⁴⁾ Dans l'approche de durabilité (ou durabiliste), l'armature n'est pas prise en compte. Dans l'approche de corrosion (ou corrosionniste), l'armature dans son environnement est l'élément composite étudié.

²⁵⁾ Les armatures horizontales sont plus proches du parement que les armatures verticales qui sont structurelles.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

codes couleurs du *Tableau 3-4*. La *Figure 3-2* synthétise les pourcentages des valeurs d'épaisseur d'enrobage par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures obtenus par face de pile et par zone de mesure, calculés à partir de l'ensemble des zones de mesures.

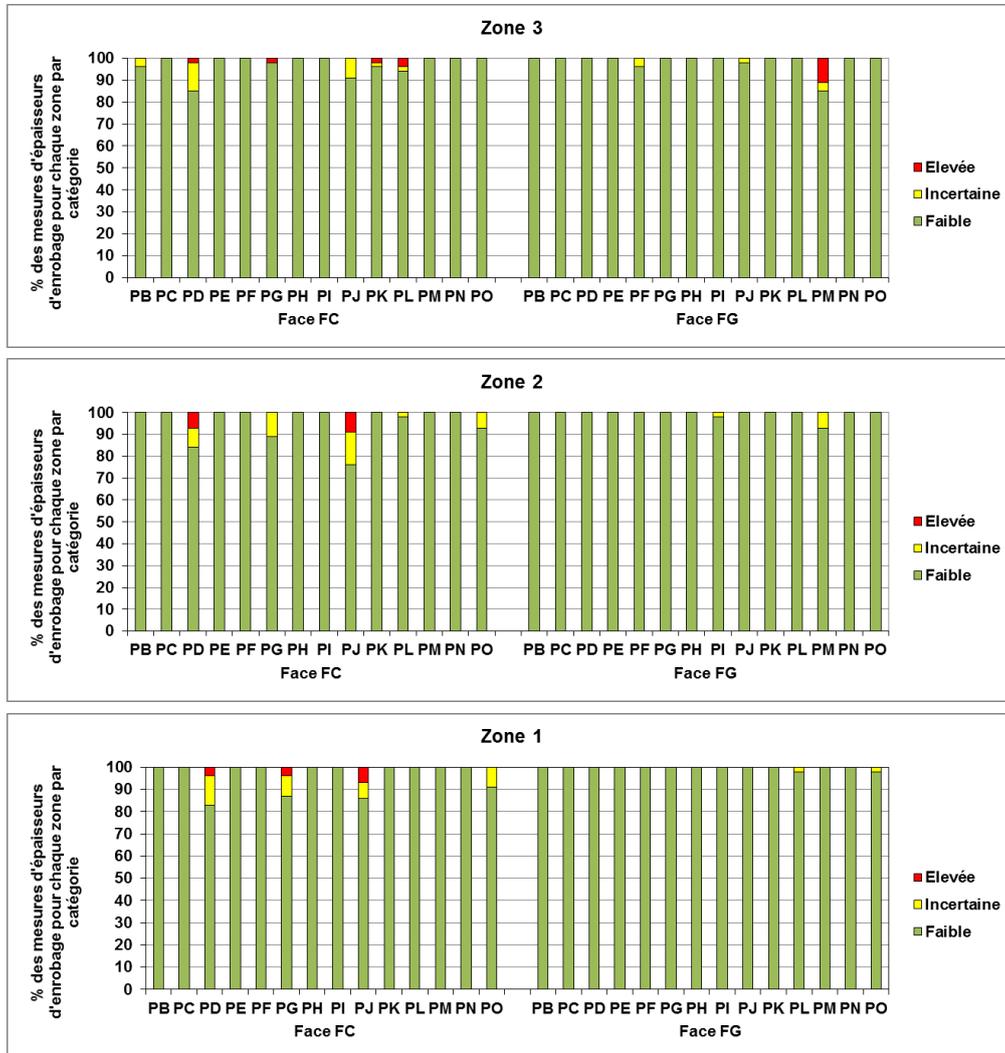


Figure 3-1 : Pourcentage des mesures d'épaisseurs d'enrobage par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion pour l'ensemble des zones de mesure.

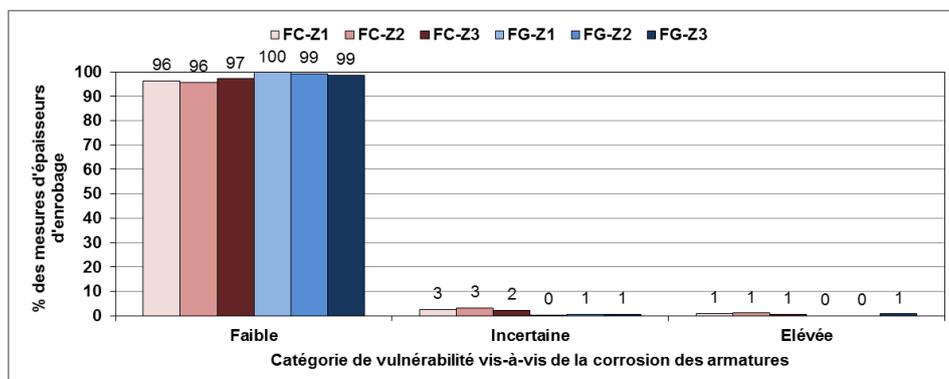


Figure 3-2 : Pourcentage des mesures d'épaisseurs d'enrobage par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion par face de pile et par zone de mesure.

Les résultats présentés sur les *Figure 3-1* et *Figure 3-2* mettent en évidence que pour l'ensemble des zones de mesure étudiées sur les piles du pont de l'île de Ré, la catégorie de vulnérabilité faible (épaisseur d'enrobage ≥ 5 cm) est très majoritairement représentée ($\approx 97\%$) en comparaison avec les vulnérabilités incertaine ($< 2\%$) et élevée ($< 1\%$). Dans la catégorie de vulnérabilité élevée, 10 zones étudiées sur 84 au total présentent des enrobages inférieurs au BAEL 80 [Toutlemonde 2005, Poineau 1987] avec des proportions variables (de 2 à 11%).

Une surveillance des zones de mesure PD-FC-Z2, PJ-FC-Z2 et PM-FG-Z3 pour lesquelles la proportion d'épaisseur d'enrobage associée à une vulnérabilité élevée est égale, respectivement, à 8, à 9 et à 11%, serait à privilégier (*Figure 3-1*).

2.4 Diagnostic de corrosion

Les résultats des mesures non-destructives (potentiel de corrosion des armatures, résistivité électrique du béton de surface et densité de courant de corrosion) ont été analysés et interprétés pour évaluer le risque (ou probabilité ou activité) de corrosion des zones de mesure étudiées.

2.4.1 Résistivité électrique du béton de surface

Les mesures de la résistivité électrique du béton de surface (*Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C*) ont été analysées et interprétées en utilisant l'interprétation proposée dans la littérature (*Chapitre 1 : 2.5.2.2 Résistivité électrique du béton*). La terminologie de "vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures" des différentes catégories a été remplacée par la terminologie utilisée dans la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000], qui associe des plages de résistivités électrique à un risque de corrosion selon quatre catégories (*Tableau 3-5*). Les couleurs des quatre catégories indiquent, respectivement, un risque de corrosion : négligeable en vert, faible en jaune, modéré en orange et fort en rouge.

Tableau 3-5 : Quatre catégories de risque de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de résistivité électrique (les couleurs indiquent respectivement un risque négligeable en vert, faible en jaune, modéré en orange et fort en rouge) selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000].

Résistivité électrique du béton (k Ω .cm)	Risque de corrosion
$\rho < 10$	Fort
$10 \leq \rho < 50$	Modéré
$50 \leq \rho < 100$	Faible
$100 \leq \rho$	Négligeable

La *Figure 3-3* synthétise pour chacune des zones de mesure étudiées et selon l'interprétation proposée par la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000], les pourcentages des valeurs de résistivité électrique par catégorie de risque de corrosion selon les codes couleurs du *Tableau 3-5*. La *Figure 3-4* synthétise les pourcentages des valeurs de résistivité électrique par catégorie de risque de corrosion, obtenus par face de pile et par zone de mesure, calculés à partir de l'ensemble des zones de mesures.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

La *Figure 3-5* présente les pourcentages des valeurs de résistivité électrique par catégorie de risque de corrosion par zone de mesure, sans distinction entre les faces de pile.

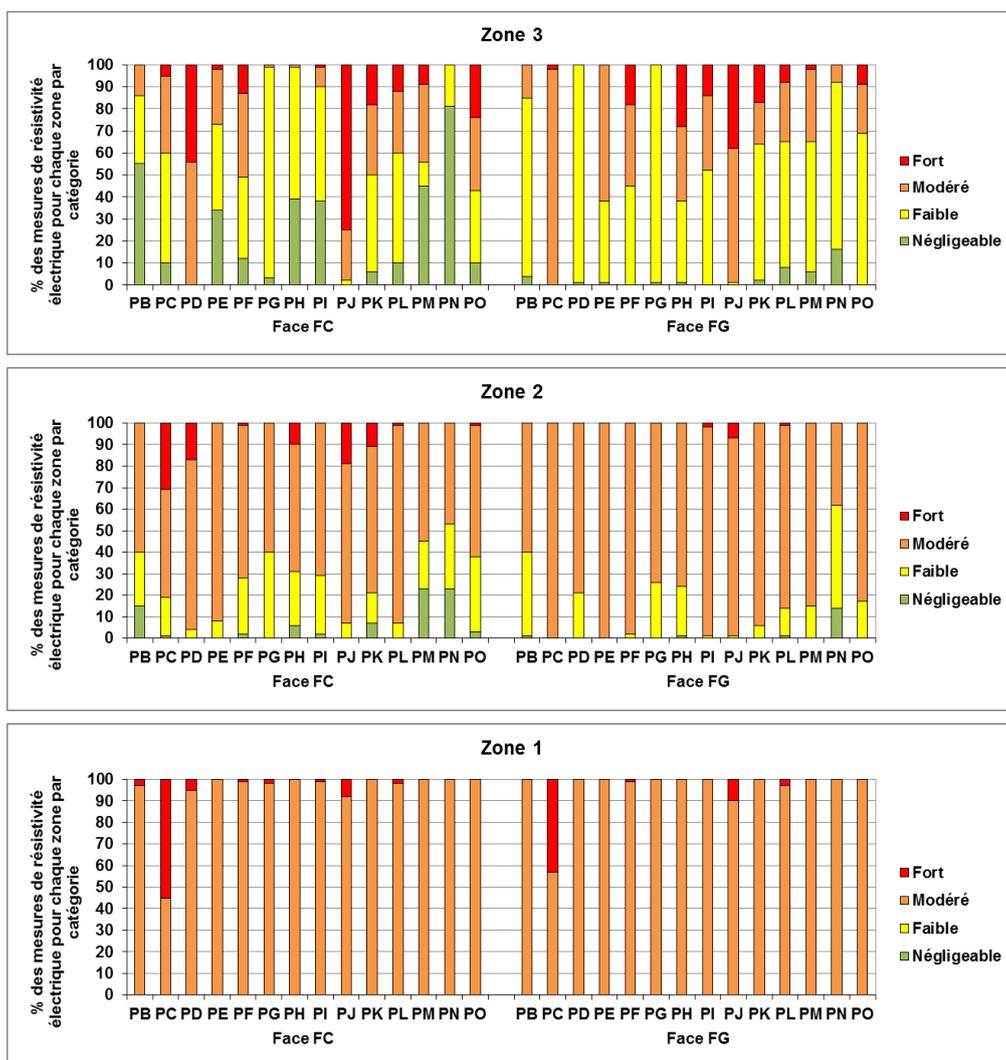


Figure 3-3 : Pourcentage des mesures de résistivité électrique par catégorie de risque de corrosion selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000] pour l'ensemble des zones de mesure.

D'après les résultats présentés sur la *Figure 3-3*, pour l'ensemble des zones étudiées sur les piles du pont de l'île de Ré, les valeurs de résistivité électrique en catégorie de risque de corrosion négligeable, faible, modéré et fort sont respectivement représentées à hauteur de 6, 21, 66 et 7% (calculés en prenant en compte l'ensemble des zones de mesure).

Les zones de mesure PC-FC-Z1 et PC-FG-Z1 pour lesquelles la proportion des mesures de résistivité électrique associées à un risque de corrosion fort est supérieure 40%, pourraient être surveillées de manière privilégiée (*Figure 3-3*).

Il semble que l'exposition des faces de pile FC ou FG (*Figure 3-4*) impacte peu les résultats. En revanche, lorsque l'altimétrie augmente – en fonction des zones de mesure Z1, Z2, Z3 (*Figure 3-5*) – les proportions augmentent pour le risque de corrosion négligeable (0, 4 et 14%), pour le risque de

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

corrosion faible (0, 18% et 46%) et pour le risque de corrosion fort (5, 4 et 12%) alors qu'elles diminuent significativement pour le risque de corrosion modéré (95, 75 et 28%).

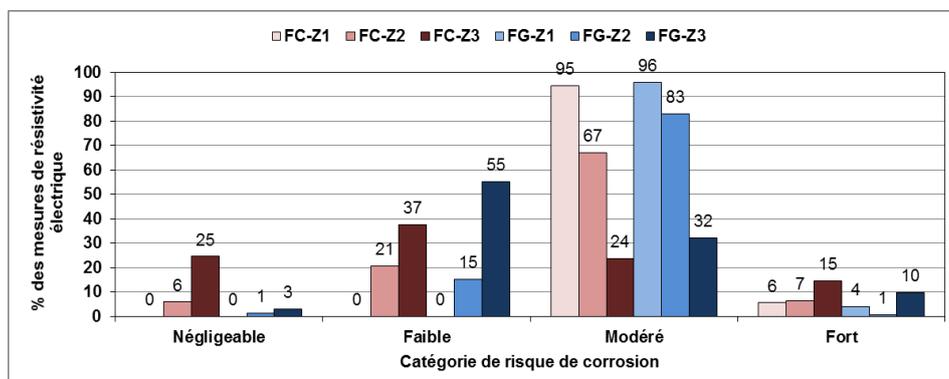


Figure 3-4 : Pourcentage des mesures de résistivité électrique par catégorie de risque de corrosion par face de pile et par zone de mesure selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000].

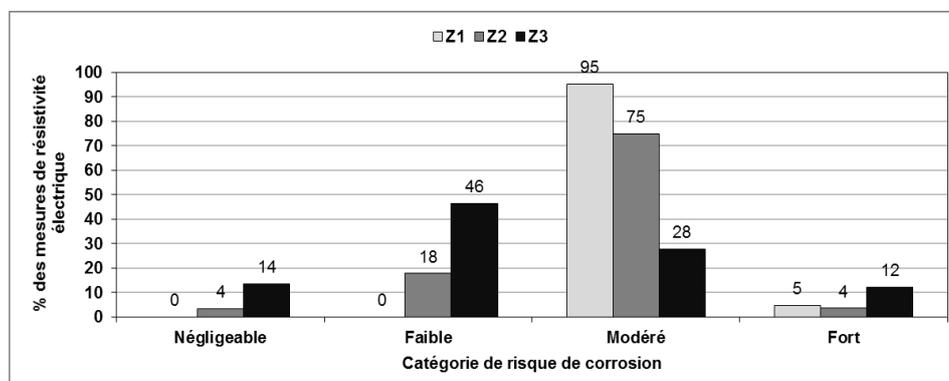


Figure 3-5 : Pourcentage des mesures de résistivité électrique par catégorie de risque de corrosion par zone de mesure selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000].

2.4.2 Potentiel de corrosion des armatures

2.4.2.1 Résultats selon les trois textes d'interprétation

Les mesures du potentiel de corrosion des armatures horizontales²⁶⁾ (*Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C*) ont été analysées et interprétées en utilisant les trois interprétations proposées dans la littérature (*Chapitre 1 : 2.5.2.1 Potentiel de corrosion des armatures*). La terminologie de "vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion" des différentes catégories a été remplacée par la terminologie utilisée dans les textes d'interprétation, à savoir :

- 1) Norme ASTM C876 [ASTM C876 1999] : *Tableau 3-6* ;
- 2) Action de recherche Européenne COST 509 [Cox 1997] : *Tableau 3-7* ;

²⁶⁾ Les armatures horizontales sont plus proches du parement que les armatures verticales qui sont structurales.

3) Recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003] : *Tableau 3-8.*

Tableau 3-6 : Trois catégories de probabilité de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de potentiel de corrosion (les couleurs indiquent respectivement une probabilité faible en vert, incertaine en jaune et élevée en rouge) selon la norme C876 [ASTM C876 1999].

Potentiel de corrosion (mV/Cu/CuSO ₄)	Probabilité de corrosion (%)
$E_{\text{corr}} < -350$	Elevée (> 90%)
$-350 \leq E_{\text{corr}} < -200$	Incertaine (~50%)
$-200 \leq E_{\text{corr}}$	Faible (< 10%)

Tableau 3-7 : Trois catégories de risque de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de différence de potentiel de corrosion (les couleurs indiquent respectivement un risque faible en vert, incertain en jaune et fort en rouge) selon le document du COST 509 [Cox 1997].

Différence de potentiel (DDP) (mV)	Risque de corrosion
$200 \leq \text{DDP}$	Fort
$150 \leq \text{DDP} < 200$	Incertain
$\text{DDP} < 150$	Faible

Tableau 3-8 : Deux catégories d'activité de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de gradient local de potentiel de corrosion (les couleurs indiquent respectivement une activité passive en vert et active en rouge) selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003].

Gradient local de potentiel de corrosion (mV.cm ⁻¹)	Activité de corrosion
$8 \leq \text{gradient local de potentiel}$	Active
$\text{gradient local de potentiel} < 8$	Passive

1 : Norme ASTM C876

La *Figure 3-6* synthétise, pour chacune des zones de mesure étudiées, et selon l'interprétation proposée par la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999], les pourcentages des valeurs de potentiel de corrosion par catégorie de probabilité de corrosion selon les codes couleurs du *Tableau 3-6*. La *Figure 3-7* synthétise les pourcentages des valeurs de potentiel de corrosion par catégorie de probabilité de corrosion, obtenus par face de pile et par zone de mesure, calculés à partir de l'ensemble des zones de mesures. La *Figure 3-8* présente les pourcentages des valeurs de potentiel de corrosion par catégorie de probabilité de corrosion par face de pile, en prenant en compte les 3 zones de mesure. La *Figure 3-9* présente les pourcentages des valeurs de potentiel de corrosion par catégorie de probabilité de corrosion par zone de mesure, sans distinction entre les faces de pile.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

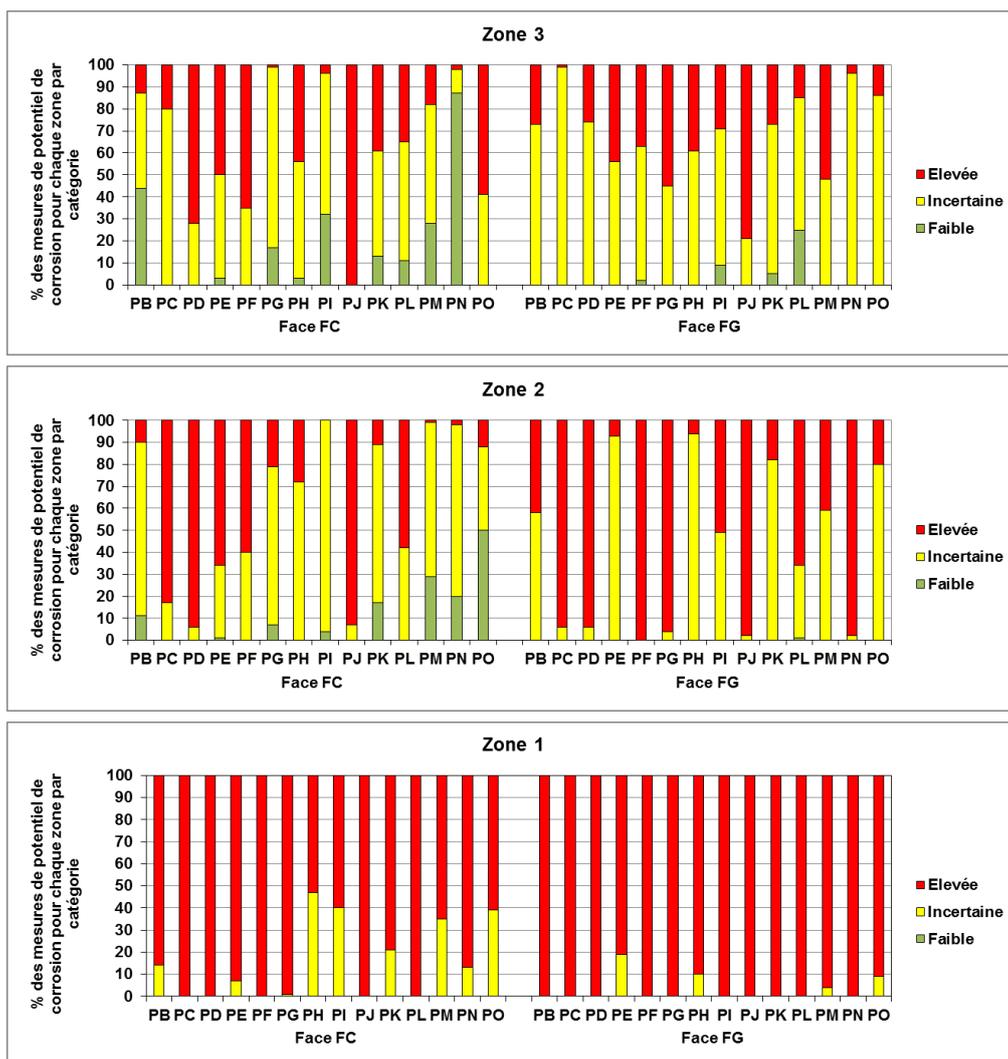


Figure 3-6 : Pourcentage des mesures de potentiel de corrosion par catégorie de probabilité de corrosion selon la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999] pour l'ensemble des zones de mesure.

D'après les résultats présentés sur la *Figure 3-6*, pour l'ensemble des zones de mesures étudiées, les probabilités de corrosion faible, incertaine et élevée sont égales à 5, 37 et 58%. La probabilité de corrosion élevée est identifiée pour toutes les zones de mesure (excepté PI-FC-Z2) quelle que soit la face de pile et la zone de mesure avec des proportions variables.

Au vu de ces résultats d'analyse et de traitement des valeurs de potentiel de corrosion selon la norme ASTM C876, l'ensemble des zones étudiées serait à surveiller. Ce constat alarmiste est difficilement explicable.

Il apparaît que l'exposition des faces de pile FC ou FG (*Figure 3-7*) a un impact significatif sur les résultats. La proportion de probabilité de corrosion élevée est supérieure pour les faces de pile FG comparativement aux faces de pile FC (63% contre 53% – *Figure 3-8*) et elle diminue lorsque l'altimétrie augmente (91% en Z1, 49% en Z2 et 35% en Z3 – *Figure 3-9*). La probabilité de corrosion faible n'existe pas en zone de mesure Z1 et sa proportion augmente lorsque l'altimétrie augmente (0% en Z1, 5% en Z2 et 10% en Z3 – *Figure 3-9*).

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

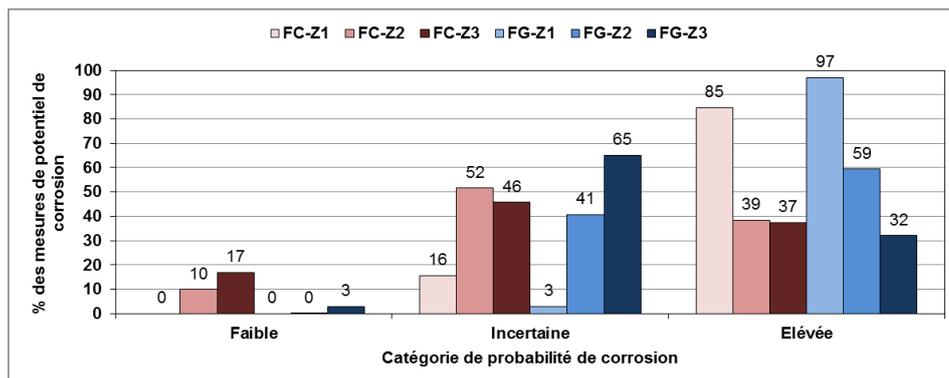


Figure 3-7 : Pourcentage des mesures de potentiel de corrosion par catégorie de probabilité de corrosion par face de pile et par zone de mesure selon la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999].

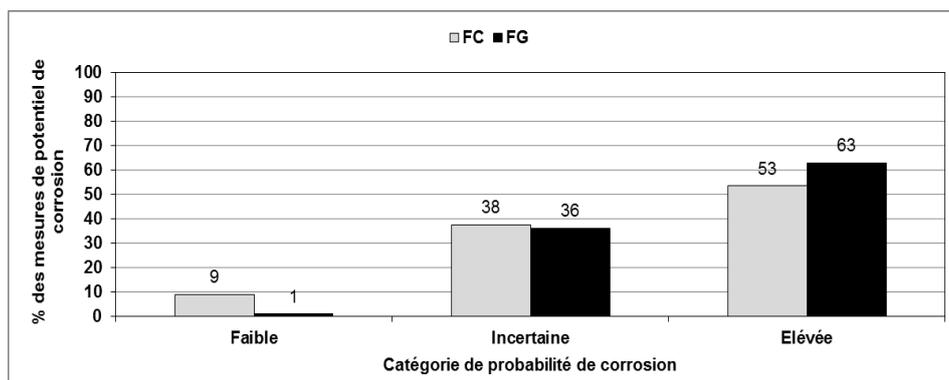


Figure 3-8 : Pourcentage mesures de potentiel de corrosion par catégorie de probabilité de corrosion par face de pile selon la recommandation de la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999].

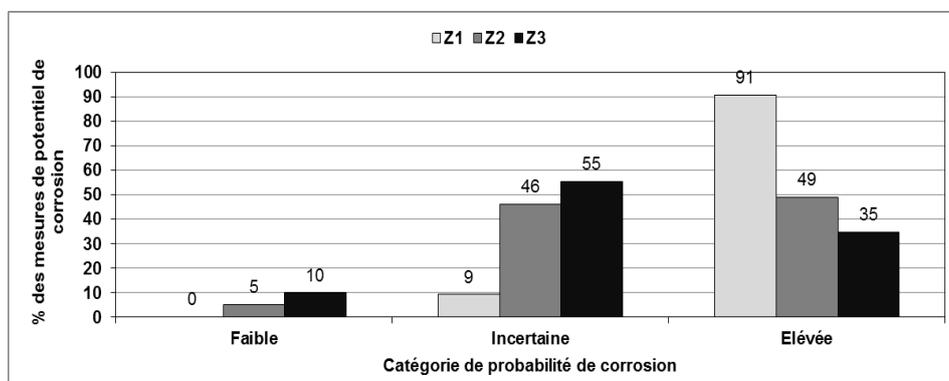


Figure 3-9 : Pourcentage mesures de potentiel de corrosion par catégorie de probabilité de corrosion par zone de mesure selon la recommandation de la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999].

2 : Action de recherche Européenne COST 509

Pour l'interprétation selon le document du COST 509 [Cox 1997], le *Tableau 3-9* synthétise, pour chacune des zones de mesure étudiées, la catégorie du risque de corrosion rencontrée selon les codes couleurs du *Tableau 3-7*. La *Figure 3-10* synthétise les pourcentages des catégories de risque de corrosion, obtenus par face de pile et par zone de mesure, calculés à partir de l'ensemble des zones de mesure. La *Figure 3-11* présente les pourcentages des catégories de risque de corrosion par zone de mesure, sans distinction entre les faces de pile.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

Tableau 3-9 : Pour l'ensemble des zones de mesure étudiées, répartition des valeurs de potentiel de corrosion des trois catégories de risque de corrosion (vert : faible ; jaune : incertain ; rouge : fort) selon le document du COST 509 [Cox 1997].

Piles		PB	PC	PD	PE	PF	PG	PH	PI	PJ	PK	PL	PM	PN	PO
Faces		FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC	FC
Zones	Z3	Red	Red	Red	Red	Red	Green	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Green	Red
	Z2	Red	Red	Red	Red	Green	Yellow	Red	Green	Red	Red	Red	Yellow	Yellow	Red
	Z1	Red	Yellow	Yellow	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Green	Red	Red	Red
Piles		PB	PC	PD	PE	PF	PG	PH	PI	PJ	PK	PL	PM	PN	PO
Faces		FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG	FG
Zones	Z3	Yellow	Green	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Red
	Z2	Red	Red	Red	Green	Red	Red	Yellow	Red	Green	Red	Red	Red	Red	Red
	Z1	Red	Red	Green	Red	Yellow	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Yellow	Yellow

D'après les résultats présentés sur le *Tableau 3-9*, pour l'ensemble des zones étudiées sur les piles du pont de l'île de Ré, les catégories de risque de corrosion faible, incertain et fort sont, respectivement, représentées à hauteur de 11, 12 et 77%.

Au vu de ces résultats d'analyse et de traitement des valeurs de potentiel de corrosion selon le document du COST 509, la grande majorité (77%) des zones de mesure serait à surveiller. Cela donne un constat alarmiste sur la vulnérabilité du pont de l'île de Ré vis-à-vis de la corrosion des armatures, ce qui est difficilement explicable.

Il semble que l'exposition des faces de pile FC ou FG (*Figure 3-10*) impacte peu les résultats. En revanche, lorsque l'altimétrie augmente – en fonction des zones de mesure Z1, Z2, Z3 (*Figure 3-11*) – les proportions augmentent pour le risque de corrosion faible (7, 14 et 11%) et pour le risque de corrosion fort (75, 71 et 86%), alors qu'elles diminuent pour le risque de corrosion incertain (18, 14 et 4%).

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

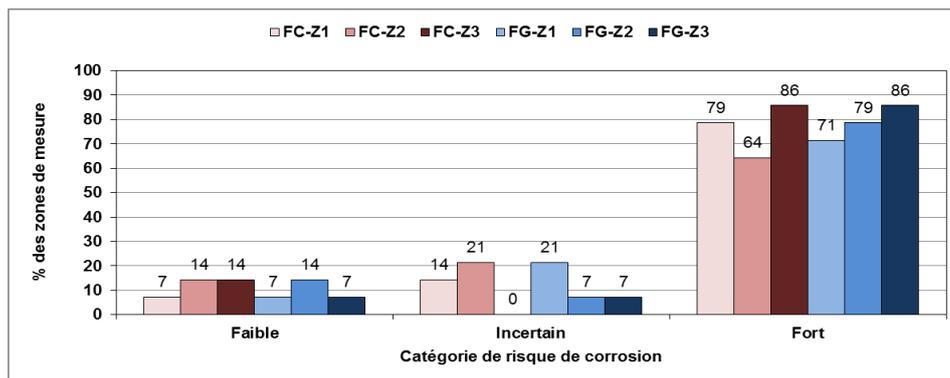


Figure 3-10 : Pourcentage des catégories de risque de corrosion par face de pile et par zone de mesure selon le document du COST 509 [Cox 1997].

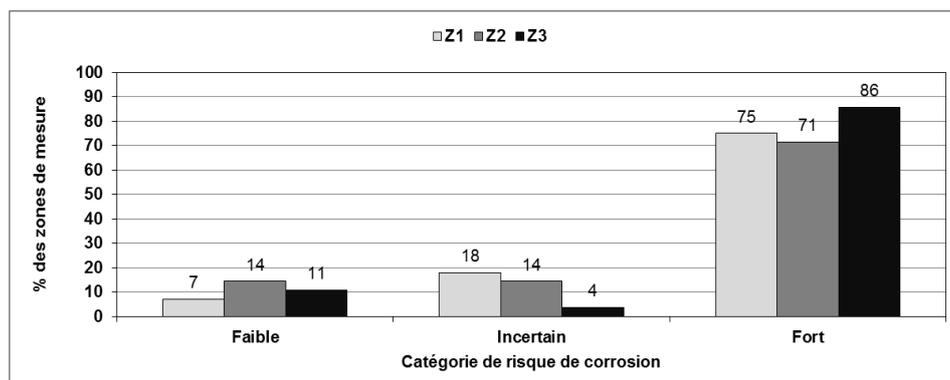


Figure 3-11 : Pourcentage des catégories de risque de corrosion par zone de mesure selon le document du COST 509 [Cox 1997].

3 : Recommandation de la RILEM TC-154

La *Figure 3-12* synthétise pour chacune des zones de mesure étudiées et selon l'interprétation proposée par la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003], les pourcentages des valeurs de gradient spatial de potentiel de corrosion par catégorie d'activité de corrosion selon les codes couleurs du *Tableau 3-8*. La *Figure 3-13* synthétise les pourcentages des valeurs de gradient spatial de potentiel de corrosion par catégorie d'activité de corrosion, obtenus par face de pile et par zone de mesure, calculés à partir de l'ensemble des zones de mesures. La *Figure 3-14* les pourcentages des valeurs de gradient spatial de potentiel de corrosion par catégorie d'activité de corrosion par zone de mesure, sans distinction entre les faces de pile.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

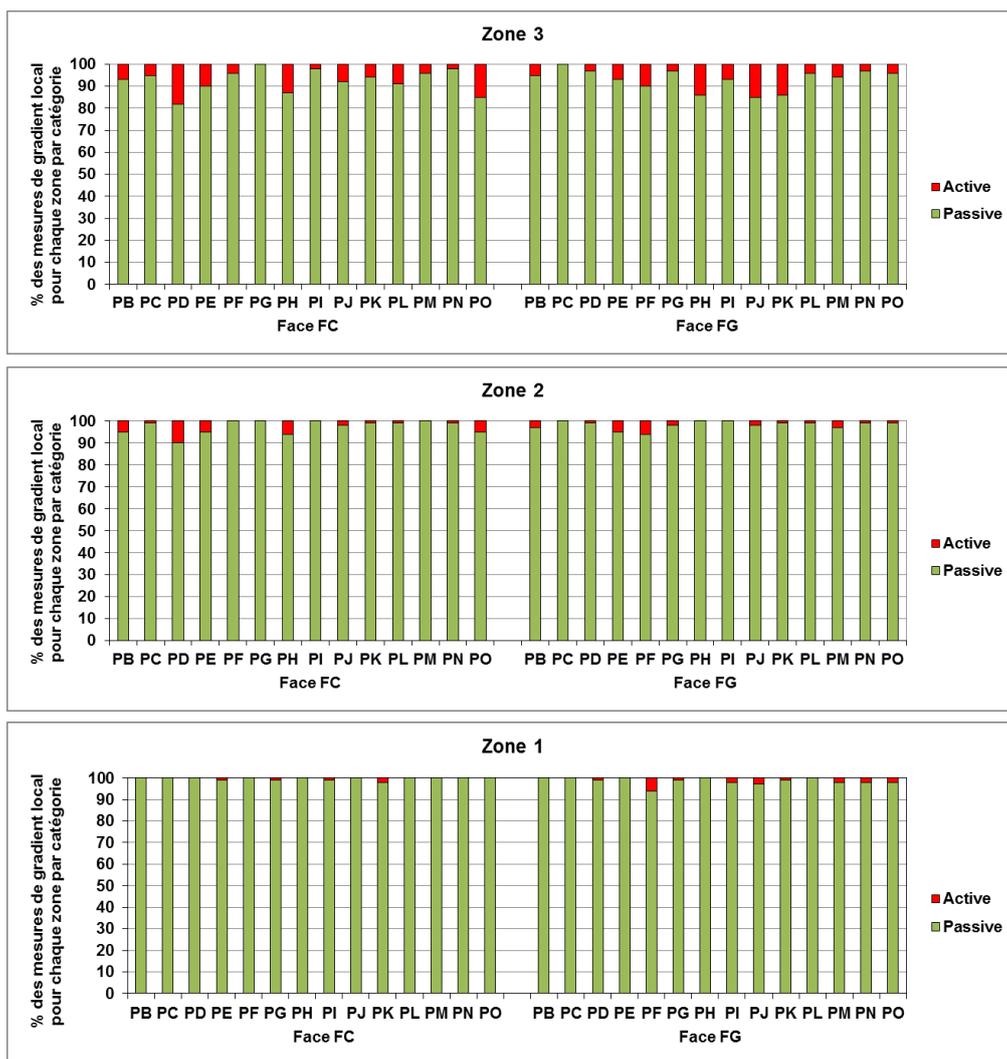


Figure 3-12 : Pourcentage des valeurs de gradient local de potentiel de corrosion par catégorie d'activité de corrosion selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003] pour l'ensemble des zones de mesure.

D'après les résultats présentés sur la Figure 3-12, pour l'ensemble des zones de mesure étudiées sur les piles du pont de l'île de Ré, l'activité de corrosion passive est très majoritairement représentée ($\approx 97\%$) par rapport à l'activité de corrosion active (3%). Dans cette dernière catégorie, très peu représentée, la proportion reste stable en fonction des faces de pile FC et FG (3% chacune – Figure 3-13) et augmente légèrement avec l'altimétrie (1% en Z1, 2% en Z2 et 7% en Z3 – Figure 3-14) et. En terme de nombre de zones de mesure (84 au total), 60 comportent une activité de corrosion active et 84 comportent une activité de corrosion passive

Une surveillance des zones de mesure PD-FC-Z3, PO-FC-Z3, PH-FG-Z3, PJ-FG-Z3 et PK-FG-Z3, pour lesquels la proportion de gradient spatial de potentiel de corrosion associée à une corrosion active est supérieure à 10%, serait à privilégier.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

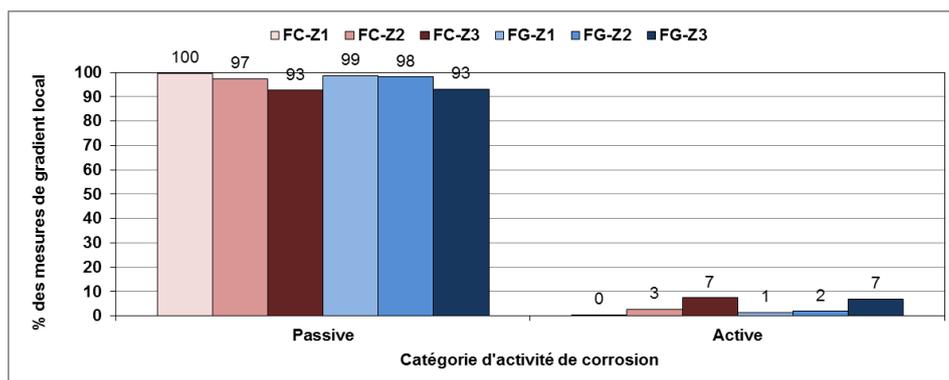


Figure 3-13 : Pourcentage des valeurs de gradient local de potentiel de corrosion par catégorie d'activité de corrosion par face de pile et par zone de mesure selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003].

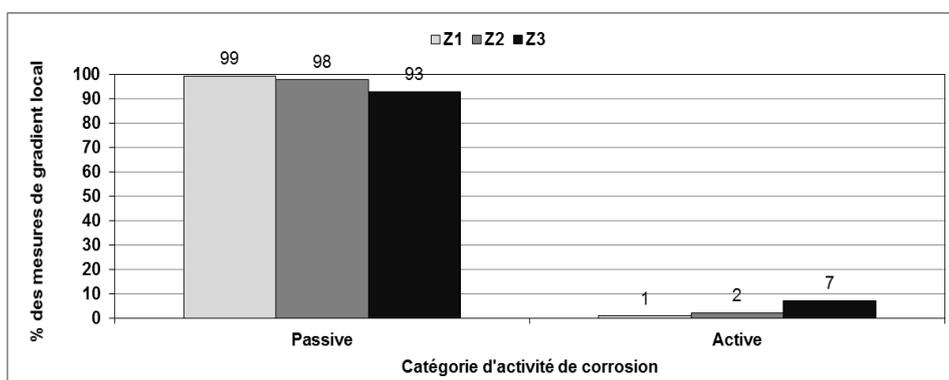


Figure 3-14 : Pourcentage des valeurs de gradient local de potentiel de corrosion par catégorie d'activité de corrosion par zone de mesure selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003].

2.4.2.2 Discussion des évaluations selon les 3 textes d'interprétation

L'interprétation des mesures de potentiel de corrosion suivant les trois propositions de catégories de la littérature peuvent conduire à des rendus d'évaluation très différents, voire contradictoires, pour un ouvrage en milieu maritime.

A titre comparatif, le *Tableau 3-10* reprend les résultats précédents en indiquant le pourcentage des valeurs (déterminé en prenant en compte l'ensemble des 84 zones de mesure) associées aux différentes catégories de présomption du béton armé à la corrosion des armatures (*Tableau 3-6*, *Tableau 3-7* et *Tableau 3-8*), ainsi que le pourcentage des zones de mesure qui présentent des valeurs associées aux différentes catégories, selon les 3 interprétations proposées dans la littérature.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

Tableau 3-10 : Comparatif des évaluations issues des valeurs de potentiel de corrosion

Catégories de vulnérabilité	ASTM C876 [ASTM C876 1999]		COST 509 [Cox 1997]		RILEM TC-154 [Elsener 2003]	
	Proportion	Occurrence sur 84 zones	Proportion	Occurrence sur 84 zones	Proportion	Occurrence sur 84 zones
Elevée	58%	99%		77%	3%	71%
Moyenne	37%	80%		12%		
Basse	5%	26%		1%	97%	100%

L'approche proposée par le document du COST 509 [Cox 1997] renseigne la catégorie de risque de corrosion de la zone de mesure étudiée, mais ne permet pas de localiser (voire quantifier) la partie de zone de mesure (le pourcentage de mesure) présentant un risque de corrosion. Attention toutefois à l'utilisation de ce critère en milieu maritime, qui est basé sur la différence de potentiel entre les valeurs extrêmes de potentiel de corrosion. En milieu maritime, les gradients (altimétrique) de teneur en oxygène et de teneur en eau du matériau créés par le phénomène de marnage pourraient induire des différences de potentiel importantes sans pour autant être représentatives d'une corrosion des armatures.

La proposition de la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999] sous sa forme de 1999, quoi qu'encore très utilisée, ne devrait plus l'être lorsque les conditions environnementales ne sont pas contrôlées. En milieu maritime, les valeurs absolues des potentiels peuvent tendre vers des valeurs très électro-négatives en raison d'une faible teneur en oxygène (milieu anaérobie) et d'une importante teneur en eau du matériau (Tableau 1-4) et pas forcément en raison d'une corrosion des armatures. D'ailleurs les nouvelles versions de la norme ASTM C876 année 2009 et 2015 [ASTM C876 2015, ASTM C876 2009], se rapprochent de l'interprétation proposée par la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003], du moins pour les ouvrages exposés au milieu maritime.

La proposition d'étudier le gradient local de potentiel de corrosion de la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003] est la plus pertinente en milieu maritime car elle permet de s'affranchir d'une partie des conditions environnementales : sur la même zone d'étude, les valeurs de potentiels mesurées après une période de sécheresse seront plus électro-positives que celles mesurées après une forte pluie. En revanche, les gradients seront similaires et les forts gradients seront caractéristiques d'une corrosion active. Néanmoins, en milieu maritime, le gradient (altimétrique) d'oxygène et le phénomène de marnage peuvent provoquer des biais de mesure.

2.4.3 Vitesse de corrosion

2.4.3.1 Résultats selon les deux interprétations

Les mesures de vitesse de corrosion (Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C) ont été analysées et interprétées en utilisant les deux interprétations proposées dans la littérature (Chapitre 1 :2.5.2.3 Densité de courant de corrosion des armatures). La terminologie de "vulnérabilité

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

vis-à-vis de la corrosion" des différentes catégories a été remplacée par la terminologie utilisée dans les textes d'interprétation, à savoir :

- 1) Recommandation de la RILEM TC-154 [Andrade 2004] : *Tableau 3-11* ;
- 2) Proposition du fabricant de l'appareil de mesure (GalvaPulse®) [Germann Instruments 2012] : *Tableau 3-12*.

Les deux tableaux proposent quatre catégories qui indiquent respectivement un risque de corrosion négligeable en vert, faible en jaune, modéré en orange et fort en rouge. Toutefois, les intervalles des valeurs de vitesse de corrosion de chaque niveau sont sensiblement différents.

Tableau 3-11 : Quatre catégories de risque de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de densité de courant de corrosion (les couleurs indiquent respectivement un risque négligeable en vert, faible en jaune, modéré en orange et fort en rouge) selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Andrade 2004].

Densité de courant de corrosion ($\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2}$)	Risque de corrosion
$1 \leq i_{\text{corr}}$	Fort
$0,5 \leq i_{\text{corr}} < 1$	Modéré
$0,1 \leq i_{\text{corr}} < 0,5$	Faible
$i_{\text{corr}} < 0,1$	Négligeable

Tableau 3-12 : Quatre catégories de risque de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de densité de courant de corrosion (les couleurs indiquent respectivement un risque négligeable en vert, faible en jaune, modéré en orange et fort en rouge) selon le fabricant de l'appareil de mesure (GalvaPulse®) [Germann Instruments 2012].

Densité de courant de corrosion ($\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2}$)	Risque de corrosion
$15 \leq i_{\text{corr}}$	Fort
$5 \leq i_{\text{corr}} < 15$	Modéré
$1 \leq i_{\text{corr}} < 5$	Faible
$i_{\text{corr}} < 1$	Négligeable

1 : Recommandation de la RILEM TC-154

La *Figure 3-15* synthétise pour chacune des zones de mesure étudiées et selon l'interprétation proposée par la recommandation de la RILEM TC-154 [Andrade 2004], les pourcentages des valeurs de vitesse de corrosion par catégorie de risque de corrosion selon les codes couleurs du *Tableau 3-11*. La *Figure 3-16* synthétise les pourcentages des valeurs de vitesse de corrosion par catégorie de risque de corrosion, obtenus par face de pile et par zone de mesure, calculés à partir de l'ensemble des zones de mesures.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

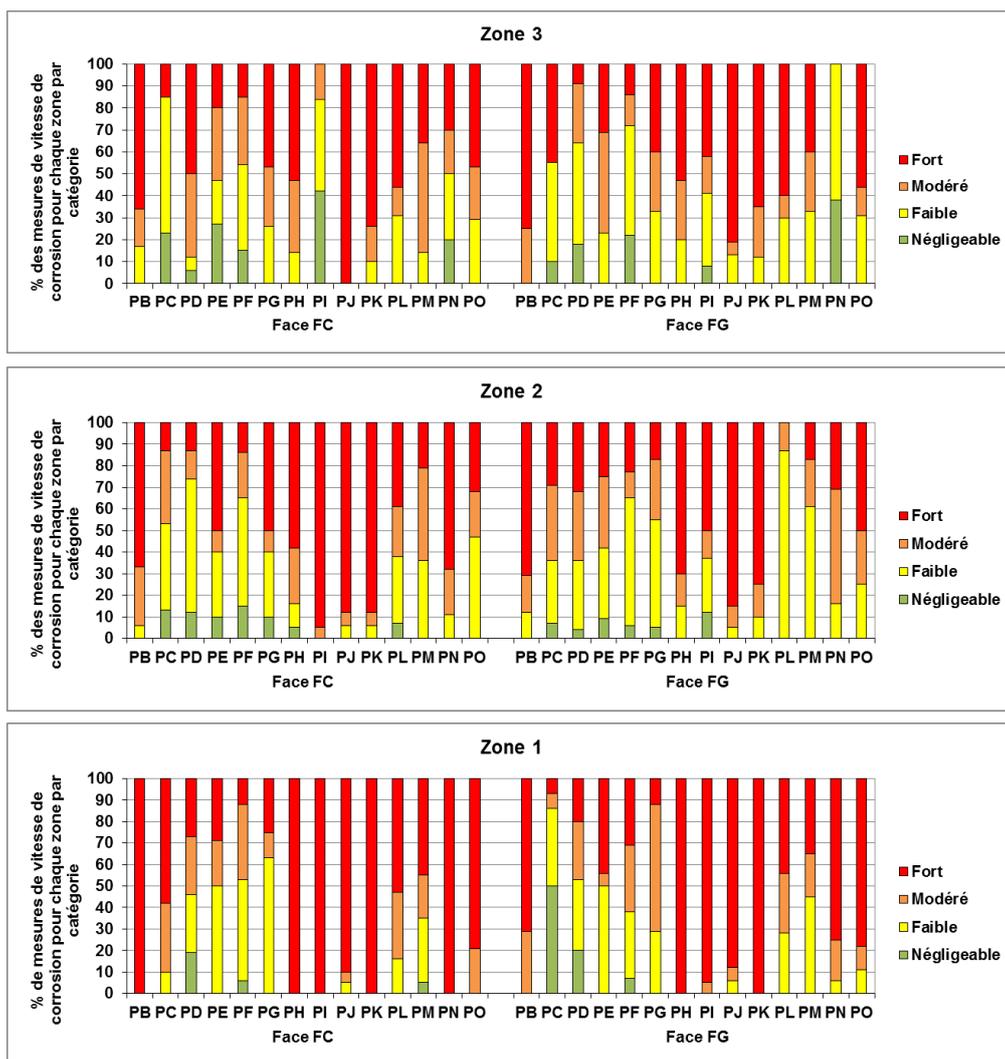


Figure 3-15 : Pourcentage des valeurs de vitesse de corrosion par catégorie de risque de corrosion selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Andrade 2004] pour l'ensemble des zones de mesure.

D'après les résultats présentés sur la *Figure 3-15*, pour l'ensemble des zones de mesures étudiées, les risques de corrosion négligeable, faible, modéré et fort sont respectivement égaux à 5, 25, 19 et 50%. Le risque de corrosion fort est identifié pour toutes les zones de mesure (excepté les zones de mesure PI-FC-Z3, PN-FG-Z3 et PL-FG-Z2) quelle que soit la face de pile et la zone de mesure avec des proportions variables, allant de 7 à 100%. Aucune tendance significative qui permettrait de distinguer un impact suivant l'exposition des faces de FC ou FG, ou bien suivant l'altimétrie des zones de mesure (Z1, Z2 et Z3) n'a pu être mise en évidence (*Figure 3-16*).

Au vu de ces résultats d'analyse et de traitement des vitesses de corrosion selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Andrade 2004], la quasi-totalité (96%) des zones de mesure étudiées serait à surveiller. Ce constat est plutôt alarmiste quant à la vulnérabilité du pont de l'île de Ré vis-à-vis de la corrosion des armatures.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

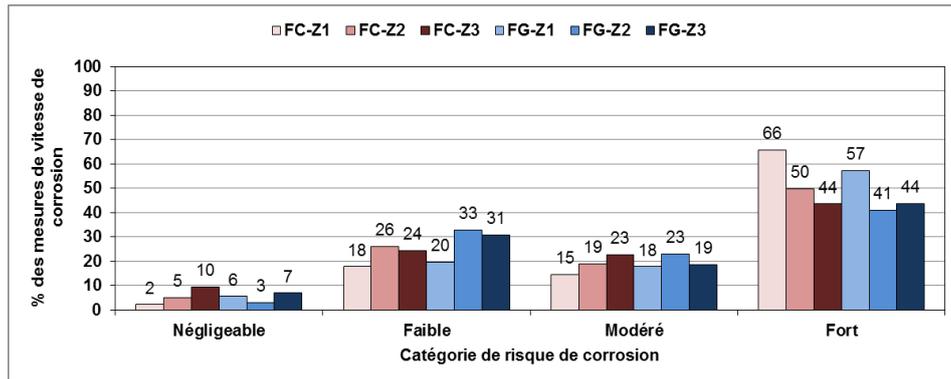


Figure 3-16 : Pourcentage des valeurs de vitesse de corrosion par catégorie de risque de corrosion par face de pile et par zone de mesure selon la recommandation de la RILEM TC-154 [Andrade 2004].

2 : Proposition du fabricant de l'appareil de mesure (GalvaPulse®)

La Figure 3-17 synthétise pour chacune des zones de mesure étudiées et selon la proposition du fabricant de l'appareil de mesure (GalvaPulse®) [Germann Instruments 2012], les pourcentages des valeurs de vitesse de corrosion par catégorie de risque de corrosion selon les codes couleurs du Tableau 3-12. La Figure 3-18 synthétise les pourcentages des valeurs de vitesse de corrosion par catégorie de risque de corrosion, obtenus par face de pile et par zone de mesure, calculés à partir de l'ensemble des zones de mesures.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

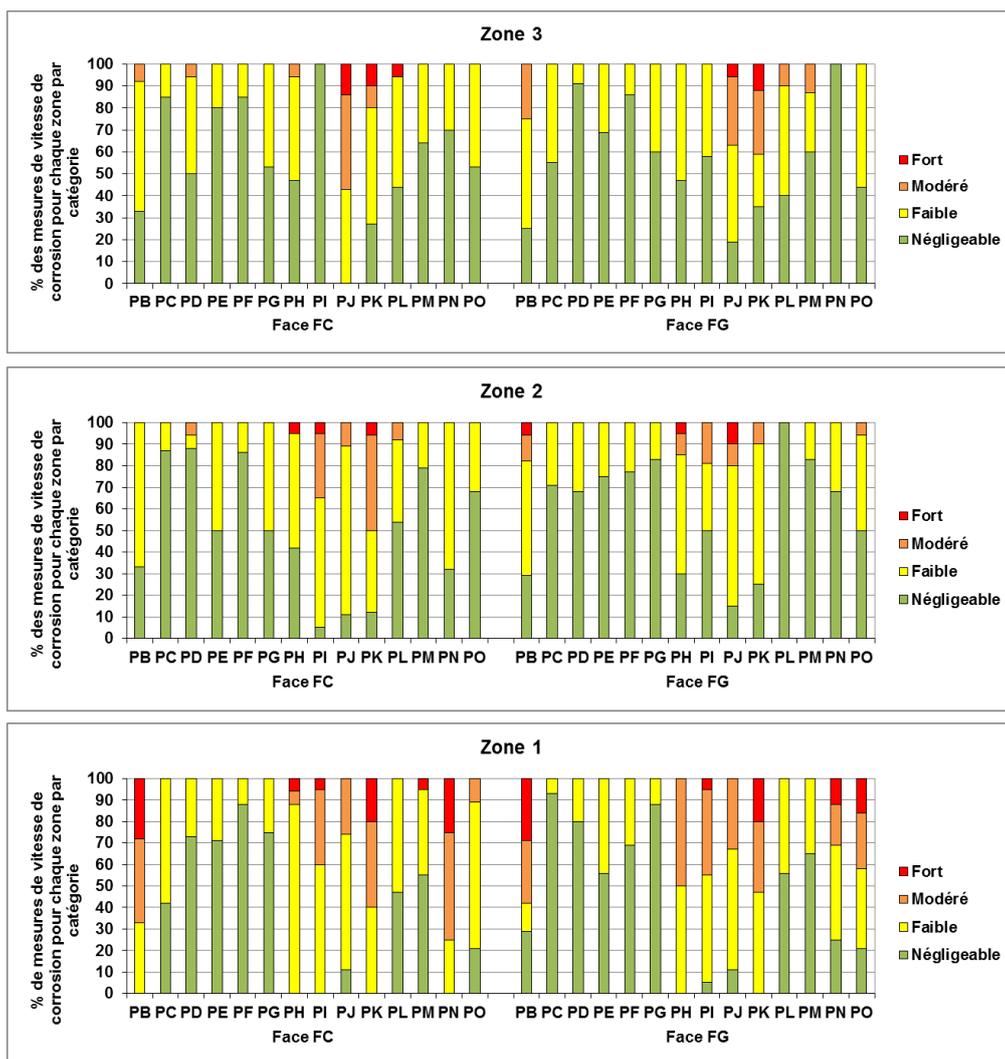


Figure 3-17 : Pourcentage des valeurs de vitesse de corrosion par catégorie de risque de corrosion selon la proposition du fabricant de l'appareil de mesure (GalvaPulse®) [Germann Instruments 2012] pour l'ensemble des zones de mesure.

D'après les résultats présentés sur la Figure 3-17, selon le fabricant, pour l'ensemble des zones de mesures étudiées, les risques de corrosion négligeable, faible, modéré et fort sont respectivement égaux à 50, 38, 9 et 3%. Aucune tendance significative qui permettrait de distinguer un impact suivant l'exposition des faces de FC ou FG, ou bien suivant l'altimétrie des zones de mesure (Z1, Z2 et Z3) n'a pu être mise en évidence (Figure 3-18).

La surveillance devrait prioritairement être réalisée sur les zones de mesure PB-FC-Z1, PK-FC-Z1 et PB-FG-Z1 et PK-FG-Z1 et PN-FC-Z1 car le pourcentage de niveau de corrosion élevé est supérieur à 20% et que la catégorie niveau de corrosion faible n'est pas représentée

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

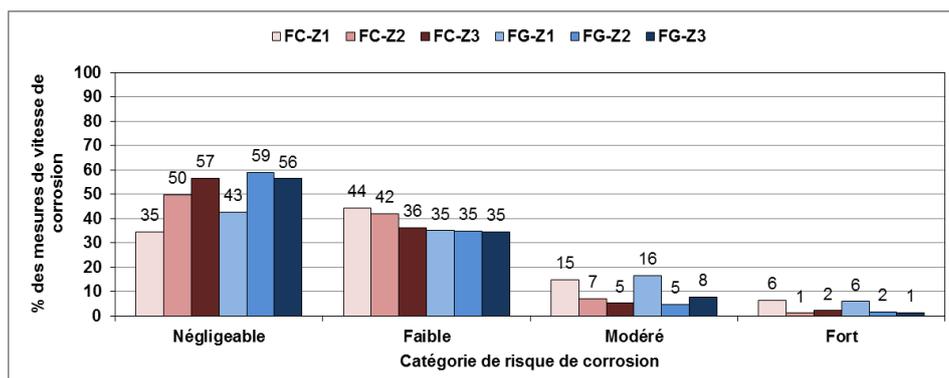


Figure 3-18 : Pourcentage des valeurs de vitesse de corrosion par catégorie de risque de corrosion par face de pile et par zone de mesure selon la proposition du fabricant de l'appareil de mesure (GalvaPulse®) [Germann Instruments 2012].

2.4.3.2 Discussion des évaluations selon les 2 interprétations

L'interprétation des valeurs de vitesse de corrosion suivant les deux propositions conduisent à des évaluations de la dégradation vis-à-vis de la corrosion des armatures opposées pour cet ouvrage exposé au milieu maritime (Tableau 3-13). Ce constat a déjà été rapporté dans la littérature pour des ouvrages exposés en milieu maritime [Poupard 2005, Poupard 2004], mais également pour des ouvrages atmosphériques [Cremona 2012, Bouteiller 2010b, L'Hostis 2010b, Marie-Victoire 2010b, Marie-Victoire 2010a, SYROKKO 2010]. Il faut donc être vigilant par rapport, non seulement à l'obtention des mesures, mais également au traitement de ces dernières.

Tableau 3-13 : Comparatif des évaluations issues des vitesses de corrosion.

Catégories de risque de corrosion	RILEM TC-154 [Andrade 2004]		Constructeur [Germann Instruments 2012]	
	Proportion	Occurrence sur 84 zones	Proportion	Occurrence sur 84 zones
Fort	50%	96%	3%	26%
Modéré	19%	87%	9%	42%
Faible	25%	85%	38%	96%
Négligeable	5%	36%	50%	90%

Dans cette étude, il serait plus pertinent d'interpréter les valeurs de vitesse de corrosion, obtenues avec l'appareil de mesure GalvaPulse®, selon les catégories fournies par le fabricant. Les zones étudiées sur les piles du pont de l'île de Ré appartiendraient alors, majoritairement, aux niveaux de corrosion négligeable et faible.

Cependant, le constat qui a été fait sur la contradiction des évaluations selon les 2 propositions interpelle sur la fiabilité des mesures avec l'appareil de mesure GalvaPulse®. Cela a déjà fait l'objet de plusieurs études (Tableau 1-10), qui ont montré que les appareils de mesure utilisés sur chantier ont tendance à surestimer les valeurs de vitesse de corrosion [L'Hostis 2012, Marie-Victoire 2012, Laurens 2010b,

Marie-Victoire 2010b, Marie-Victoire 2010a, Vedalakshmi 2010, Poursaee 2008, Poupard 2007, Poupard 2006, Poupard 2005, Poupard 2004].

La fiabilité des mesures de vitesse de corrosion obtenues avec le GalvaPulse® a été étudiée au laboratoire lors d'une campagne de mesure basée sur des essais croisés entre appareils GalvaPulse® sur des dalles en béton armé connues (de manière à s'affranchir de l'environnement maritime et de ses impacts). Les résultats de cette étude particulière sont disponibles dans le livrable « *L2-3 Essais croisés GalvaPulse* ». C'est pourquoi, la mesure de vitesse de corrosion n'a pas été considérée dans la suite du manuscrit de thèse.

3 Classification « à dire d'expert »

La partie précédente a mis en avant que l'interprétation des mesures à partir des différents textes proposés dans la littérature ne permettait pas de réaliser une sélection des faces de pile à étudier en années $n+2$ et $n+3$. C'est pourquoi, la sélection du panel des faces de pile représentatives des différents risques de corrosion de l'ouvrage a été réalisée à partir d'une classification « à dire d'expert ». Les rapports de diagnostic (*Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C*) ont été analysés de manière qualitative, notamment par des analyses visuelles des cartographies iso-valeurs, tout en prenant en compte les informations disponibles sur les valeurs absolues. Cette analyse, a par la suite, été couplée avec les cartes des désordres, afin d'identifier l'influence des désordres sur les mesures du diagnostic de corrosion. La classification « à dire d'expert » a été réalisée en collaboration avec Samuel Naar (chef de projet dans la société Sixense Concrete).

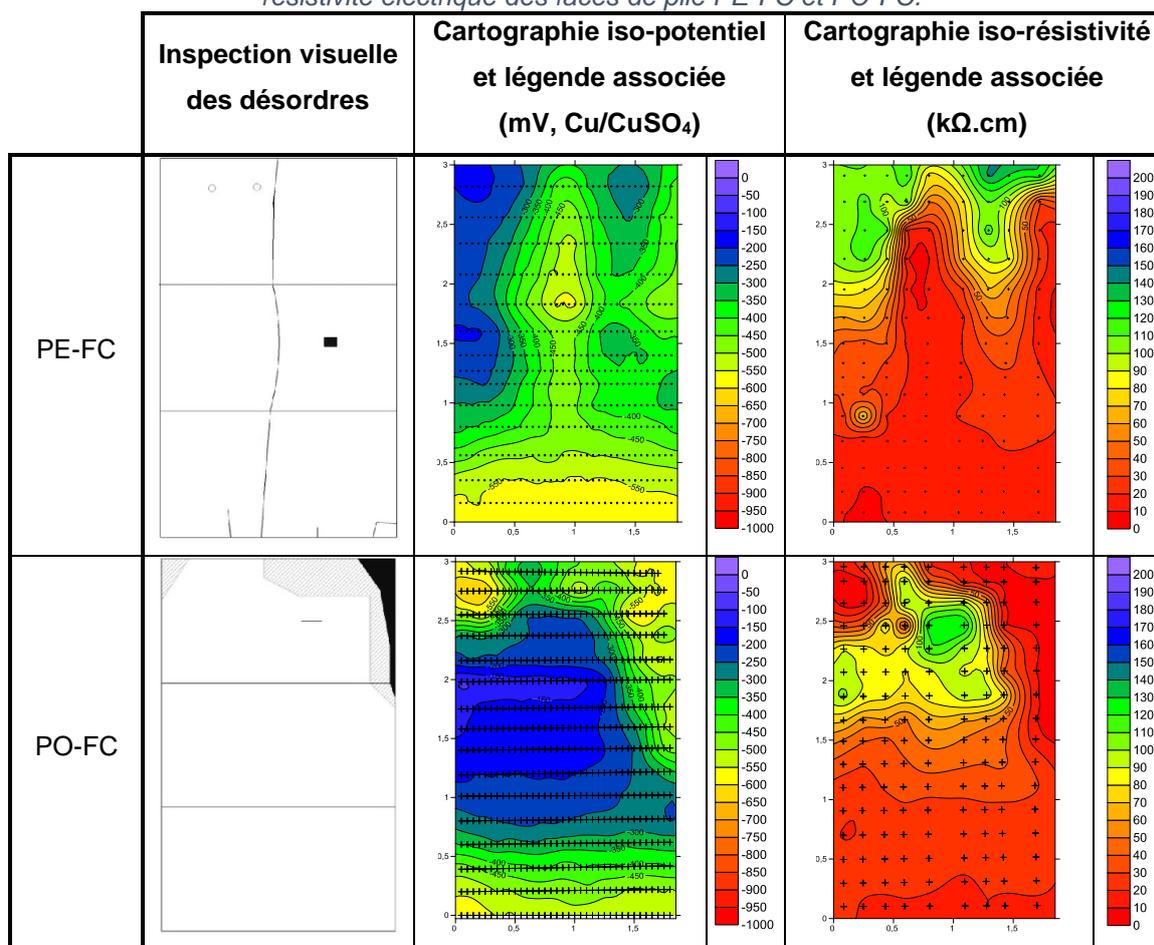
3.1 Mise en regard du diagnostic de corrosion avec la dégradation visuelle

Les principaux désordres associés à la catégorie de présomption du béton armé à la corrosion des armatures avérée (*Tableau 3-2*) sont les épaufrures et les fissures verticales le long d'une armature²⁷⁾. Le *Tableau 3-14* présente les cartes des désordres, les cartographies iso-potentiel de corrosion et les cartographies iso-résistivité électrique du béton des faces de pile PE-FC et PO-FC, qui présentent, respectivement, une fissure verticale le long d'une armature sur les 3 zones de mesure et 2 épaufrures dans la zone de mesure Z3.

²⁷⁾ Les aciers apparents sont un désordre lié *a priori* à une activité de corrosion avérée et devraient être ajoutés à cette liste. Cependant le *Tableau 3-3* a mis en évidence que les aciers apparents sont liés à la présence d'une épaufrure, mais l'inverse n'est pas vérifié. Pour cette raison seules les épaufrures et les fissures verticales le long d'un acier ont été considérées.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

Tableau 3-14 : Cartes des désordres, cartographies iso-potentiel de corrosion et cartographie iso-résistivité électrique des faces de pile PE-FC et PO-FC.



Les cartes et cartographies iso-valeur présentées dans le *Tableau 3-14*, mettent en évidence que des zones singulières (zones anodiques pour les mesures de potentiel de corrosion et zone humide pour les mesures de résistivité électrique) sont localisées au niveau des désordres.

De plus, les cartographies iso-valeur (*Tableau 3-14*) montrent qu'en faisant abstraction des zones singulières, les mesures évoluent suivant un gradient vertical :

- en partie basse (zone de mesure Z1) les cartographies iso-valeurs présentent des valeurs de potentiel de corrosion très électronégatives (de l'ordre de -650 à -800 mV) et de résistivité électrique très faibles (inférieures à 20 kΩ.cm). Ces valeurs sont représentatives d'une présomption du béton armé à la corrosion des armatures importante ;
- en partie haute (zone de mesure Z3) les cartographies iso-valeurs présentent des valeurs de potentiel de corrosion peu électronégatives (de l'ordre de -250 à -150 mV) et de résistivité électrique importantes (supérieures à 80 kΩ.cm). Ces valeurs sont représentatives d'une faible présomption du béton armé à la corrosion des armatures.

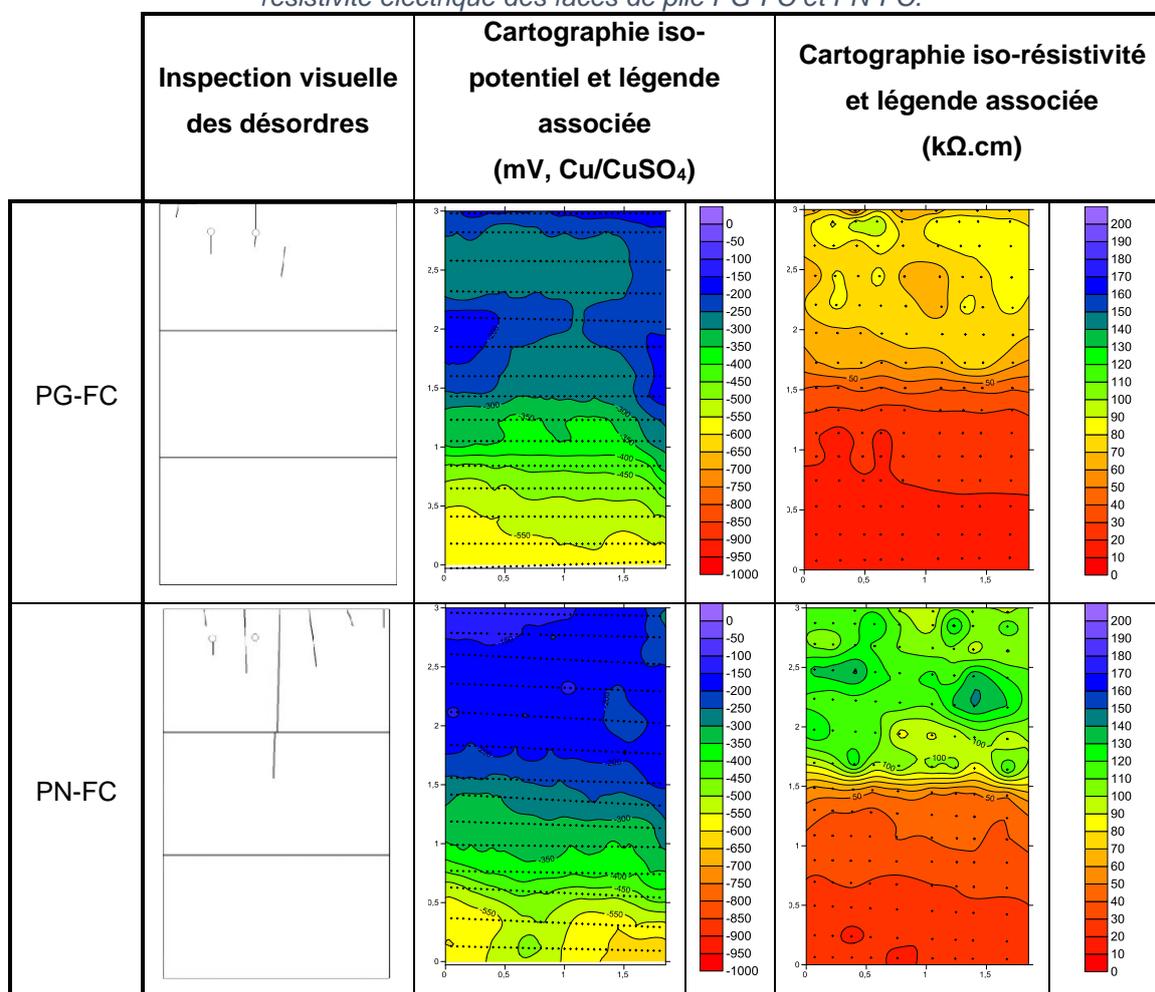
Ce constat visuel corrobore les tendances générales dégagées précédemment, à savoir que la présomption du béton armé à la corrosion des armatures diminue lorsque l'altimétrie augmente (en

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

fonction des zones de mesure Z1, Z2 et Z3). Cette observation laisse penser que les mesures du diagnostic de corrosion sont plus représentatives d'une influence du phénomène de marnage plutôt que d'une présomption du béton armé à la corrosion des armatures. En effet, au sein du parement en béton, le phénomène de marnage implique des gradients d'humidité, de teneur en oxygène et de teneur en ions chlorure, qui, d'après la littérature, ont une influence directe sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique. Ce point sera discuté dans le Chapitre 4.

A partir de cette hypothèse, les faces de piles présentant uniquement (sans zones singulières) une évolution verticale, des mesures du diagnostic de corrosion ont été considérées comme « saines ». C'est par exemple le cas pour les faces de pile PG-FC et PN-FC, où leurs : cartes des désordres, cartographies iso-potentiel de corrosion et cartographies iso-résistivité électrique du béton, sont présentées dans le *Tableau 3-15*.

Tableau 3-15 : Cartes des désordres, cartographies iso-potentiel de corrosion et cartographie iso-résistivité électrique des faces de pile PG-FC et PN-FC.



3.2 Réalisation de la classification « à dire d'expert »

La classification « à dire d'expert » a été réalisée à partir des observations précédentes (*Tableau 3-14* et *Tableau 3-15*). Ainsi, les zones de mesure ont été classées en 3 catégories distinctes, chacune

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

associée à un risque de corrosion, comme indiqué dans le *Tableau 3-16*. Les couleurs des trois catégories choisies dans le contexte des piles du pont de l'île de Ré, indiquent respectivement un risque de corrosion faible en vert, incertain en jaune et élevé en rouge.

Tableau 3-16 : Trois catégories de risque de corrosion du béton armé (les couleurs indiquent respectivement un risque faible en vert, incertain en jaune et élevé en rouge) définies « à dire d'expert ».

« A dire d'expert »	Risque de corrosion
Présence de désordre associé à la catégorie de présomption du béton armé à la corrosion des armatures avérée	Elevé
Présence de zone singulière (zone anodique et/ou zone humide) sur les cartographies iso-valeurs	Incertain
Présence uniquement d'une évolution verticale des mesures sur les cartographies iso-valeurs	Faible

Le *Tableau 3-17* synthétise la catégorie d'appartenance liée au risque de corrosion défini « à dire d'expert » de chacune des zones de mesure étudiées, selon les codes couleurs du *Tableau 3-16*.

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

Tableau 3-17 : Résultats de la classification « à dire d'expert » par catégorie de risque de corrosion pour l'ensemble des zones de mesures.

Piles		Risque de corrosion "à dire d'expert"	PB		PC		PD		PE		PF		PG		PH		PI		PJ		PK		PL		PM		PN		PO		
			FC	FG																											
Zones	Z3	Elevé																													
		Incertain																													
		Faible																													
	Z2	Elevé																													
		Incertain																													
		Faible																													
	Z1	Elevé																													
		Incertain																													
		Faible																													

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

A partir de la synthèse sur l'état de corrosion défini « à dire d'expert » de chacune des zones de mesure étudiées (*Tableau 3-17*), les résultats obtenus sont présentés dans le *Tableau 3-18*.

Tableau 3-18 : Etude statistique sur la répartition et le positionnement des zones de mesure suivant les trois risques de corrosion défini « à dire d'expert ».

Risque de corrosion « à dire d'expert »		Faible			Incertain			Elevé		
Global		47% (40/84)			23% (19/84)			30% (25/84)		
Faces de pile		FC	FG	Totaux	FC	FG	Totaux	FC	FG	Totaux
Zones de mesure	Z3	5% (2/40)	7% (3/40)	12% (5/40)	10% (2/19)	37% (7/19)	47% (9/19)	40% (10/25)	16% (4/25)	56% (14/25)
	Z2	10% (4/40)	15% (6/40)	25% (10/40)	16% (3/19)	37% (7/19)	53% (10/19)	28% (7/25)	4% (1/25)	32% (8/25)
	Z1	30% (12/40)	33% (13/40)	63% (25/40)	0% (0/19)	0% (0/19)	0% (0/19)	8% (2/25)	4% (1/25)	12% (3/25)
Totaux		45% (18/40)	55% (22/40)		26% (5/19)	74% (14/19)		76% (19/25)	24% (6/25)	

D'après les résultats présentés dans le *Tableau 3-18*, pour l'ensemble des zones de mesures étudiées sur les piles du pont de l'île de Ré, les catégories de risque de corrosion faible, incertain et élevé sont, respectivement, représentées à hauteur de 47, 23 et 30%. Au vu de ces résultats d'analyse, 30% des zones de mesures étudiées seraient à surveiller.

De plus, d'après l'analyse des résultats statistiques (*Tableau 3-18*), il apparaît que l'exposition des faces de pile FC ou FG a un impact significatif sur les résultats. La proportion de risque de corrosion élevé est supérieure pour les faces de pile FC comparativement aux faces de pile FG (76% contre 24%), et elle augmente, également, avec l'altimétrie (12% en Z1, 32% en Z2 et 56% en Z3). Au contraire, la proportion de risque de corrosion faible est supérieur pour les faces de pile FG (55% contre 45% en FC) et en zone de mesure Z1 (63% contre 25% en Z2 et 12% en Z3).

3.3 Sélection des faces de pile à étudier en années $n+2$ et $n+3$

Une sélection du panel des faces de pile représentatives des différents risques de corrosion de l'ouvrage a été nécessaire pour réaliser les différentes études spécifiques qui ont permis de fiabiliser l'interprétation du diagnostic de corrosion en milieu maritime. La sélection a été effectuée lors d'une réunion interne du projet DéCoF-Ré, qui regroupait les différentes parties prenantes du projet : gestionnaire d'ouvrage, bureau d'étude et laboratoire de recherche. Le *Tableau 3-19* présente les faces de pile sélectionnées à étudier en années $n+2$ et $n+3$.

Tableau 3-19 : Panel des faces de pile représentatives des différents risques de corrosion de l'ouvrage sélectionnées à étudier en années n+2 et n+3.

Pile	Face	Zones de mesure			Justification de la sélection
		Z3	Z2	Z1	
PB	FC				Zone singulière le long de l'arête gauche
	FG				Zone singulière le long d'une fissure
PD	FC				Epaufrure sur toute la partie supérieure (~1,29 m ²)
	FG				Saine
PE	FC				Fissure verticale le long d'une armature
	FG				Epaufrure + Zones singulières
PG	FC				Saine
	FG				Saine
PI	FC				Zones singulières
PN	FC				Saine
	FG				Saine

4 Conclusion

Ce chapitre a mis en évidence le fait que l'interprétation du diagnostic de corrosion à partir des textes proposés dans la littérature²⁸⁾ pouvait conduire à des conclusions contradictoires ou erronées, voire alarmistes, lorsqu'ils sont appliqués à des ouvrages exposés au milieu maritime. Leur utilisation pour ce type d'ouvrage peut être mise en cause. Les gestionnaires d'ouvrages doivent, donc, être vigilants, et ne pas prendre pour argent comptant les conclusions faites à partir des données « brutes ».

La littérature s'accorde sur le fait que plusieurs facteurs environnementaux (comme la teneur en eau, en oxygène ou en ions chlorure du matériau) ont une influence non-négligeable sur les mesures du diagnostic de corrosion. Elles peuvent être représentatives d'une présomption du béton armé à la corrosion des armatures importante, sans pour autant être liées à une véritable activité de corrosion. C'est pourquoi, il a été supposé qu'avant d'utiliser les textes d'interprétations de la littérature, les données « brutes » doivent être fiabilisées. C'est-à-dire que les différents effets environnementaux ayant une influence sur les mesures non-destructives doivent être pris en considération, tels que : la phase de la marée, le phénomène de marnage ou encore la saisonnalité.

Pour mener à bien ces différentes études, plusieurs campagnes de mesure ont été nécessaires, ce qui a nécessité un temps de mesure sur site important. Par exemple, pour étudier l'influence de la saisonnalité sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique, le diagnostic de corrosion doit être réalisé pour chaque saison. Par manque de temps et de moyens financiers, ces

²⁸⁾ Les différentes interprétations présentées dans la littérature ont été pensées et rédigées par retour d'expérience sur des ouvrages soumis à une exposition classique « atmosphérique ».

Chapitre 3 : Résultats des investigations et évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

études ne peuvent pas être réalisées sur l'ensemble des 28 faces de pile étudiées en 1^{ère} année. C'est pourquoi, une sélection des faces de pile qui peuvent être considérées comme représentatives des différents risques de corrosion de l'ouvrage a dû être faite. Elle a été réalisée à partir de la classification « à dire d'expert ». Au final, 11 faces de pile (*Tableau 3-19*) ont été sélectionnées pour être étudiées en années $n+2$ et $n+3$.

Chapitre 4 : Fiabilisation du diagnostic de corrosion en milieu maritime

Pour être en mesure d'interpréter de manière fiable et pertinente les mesures issues d'un diagnostic de corrosion réalisé sur un ouvrage exposé au milieu maritime, et afin, de statuer sur l'état de dégradation de l'ouvrage, il est nécessaire d'identifier, d'étudier et, si possible, de quantifier les effets du milieu environnant sur les mesures. En effet, il n'est pas ici question de remettre en cause les textes d'interprétation disponibles dans la littérature, mais « de traiter » les données brutes afin qu'elles puissent être interprétées par ces mêmes documents approuvés et éprouvés à ce jour.

Le Chapitre 4 de ce manuscrit présente les deux campagnes de mesure qui ont été réalisées dans l'objectif de fiabiliser l'interprétation de diagnostic de corrosion en milieu maritime, en étudiant 4 facteurs environnementaux propres au milieu maritime : (i) l'influence de la phase de la marée (montante/descendante) sur les mesures, (ii) la caractérisation des zones d'exposition spécifiques du milieu maritime, (iii) l'influence du phénomène de marnage (niveau d'eau) sur l'évolution verticale des mesures et, enfin, l'influence de la saisonnalité sur les mesures.

La partie suivante présente l'apport de ces études spécifiques sur les avancées dans la fiabilisation du diagnostic de corrosion en milieu maritime, au travers de 2 campagnes de mesure appelées « Phase de la marée » et « Saisonnalité ».

1 Prise en compte de l'influence de la phase de la marée

L'objectif de cette campagne de mesure est de déterminer l'influence de la phase de la marée (montante ou descendante) sur le diagnostic de corrosion, et plus précisément sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique du béton. Si les résultats sont différents, il est nécessaire de quantifier cette influence, afin de la prendre en compte dans l'interprétation des résultats. En effet, la littérature s'accorde sur le fait que les valeurs de potentiel de corrosion et de résistivité électrique du béton dépendent de la teneur en eau du matériau (*Tableau 1-4* et *Tableau 1-5*) [Elsener 2003, Polder 2000], et de la teneur en oxygène pour la mesure de potentiel de corrosion [Bertolini 2013, Elsener 1992, Elsener 1990, Arup 1983].

Le phénomène de marnage²⁹⁾ peut créer des gradients de teneur en eau et en oxygène dans le béton de surface : en phase de marée descendante, le béton est saturé en eau de mer et très peu oxygéné, alors qu'en phase de marée montante, le béton est sec et oxygéné. C'est pourquoi, il est possible que

²⁹⁾ Le phénomène de marnage propre au milieu maritime est un phénomène naturel et immuable. Il implique une variation du niveau d'eau qui évolue entre un niveau haut (appelé pleine mer) et un niveau bas (appelé basse mer). Sur la façade Atlantique, les marées observées sont du type semi-diurne, c'est-à-dire qu'il y a deux pleines mers et deux basses mers d'importance sensiblement égales par jour.

Les marées sont dues au déplacement des océans par les forces d'attraction gravitationnelles qui sont exercées par la Lune et le Soleil sur la Terre.

Pour plus d'informations le lecteur peut se référer aux différents documents émis par le SHOM, comme par exemple l'ouvrage référence des marées [SHOM 2014], ou directement sur le site internet du SHOM www.shom.fr.

la phase de la marée ait un effet non négligeable sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique du béton.

1.1 Présentation de la campagne de mesure

La campagne de mesure « Phase de la marée » a consisté à réaliser des diagnostics de corrosion à marée montante et à marée descendante sur plusieurs faces de pile. Pour isoler, autant que faire se peut, l'effet de la marée, les 2 diagnostics de corrosion effectués sur une même face de pile ont été réalisés à la suite, dans la même journée. Excepté pour 1 face de pile (PI-FC), où les conditions de mer n'ont pas permis de réaliser les deux séries de mesure à suivre. Les faces de pile diagnostiquées sont celles faisant partie du panel de piles représentatives des différents états de dégradation de l'ouvrage (*Tableau 3-19*).

Afin de réduire l'impact des variations des conditions climatiques, les interventions ont été réalisées durant les saisons automnale 2016 et hivernale 2017, sauf pour deux faces de pile (PB-FC et PG-FC) qui ont été diagnostiquées en été 2016. Le *Tableau 4-1* présente les 11 faces de pile étudiées, le jour d'intervention et les conditions météorologiques extrêmes associées.

Tableau 4-1 : Faces de pile ayant servi à la campagne de mesure « Phase de la marée », ainsi que les dates d'intervention et les conditions météorologiques extrêmes associées.

Pile	Face	Date d'intervention	Température (°C)			Humidité relative (%)		
			Min	Max	Δ	Min	Max	Δ
PB	FC	20 Juin 2016	17,3	19,1	1,8	66,3	73,2	6,9
	FG	6 Décembre 2016	9,9	13,9	4,0	64,7	79,8	15,1
PD*	FC	21 Février 2017	9,5	11,5	2,0	85,0	91,4	6,4
	FG							
PE	FC	22 Février 2017	10,1	11,4	1,3	69,9	78,3	8,4
	FG	23 Février 2017	9,5	11,4	1,9	75,4	82,9	7,5
PG	FC	22 Juin 2016	21,2	31,3	10,1	47,3	78,3	31,0
	FG	24 Janvier 2017	0,8	6,6	5,8	60,6	78,7	18,1
PI	FC	Montante : 8 Mars 2017	11,3	12,2	0,9	81,5	85,5	4,0
		Descendante : 10 Mars 2017	7,7	8,9	1,2	83,4	88,9	5,5
PN	FC	9 Mars 2017	11,8	13,9	2,1	72,5	78,7	6,2
	FG	7 Décembre 2016	8,7	16,1	7,4	56,5	77,8	21,3

* Les deux faces de pile de la pile PD ont été diagnostiquées en même temps.

Les variations de température et d'humidité relative sur une même journée sont relativement faibles, de l'ordre de 3,5°C et 11,9% en moyenne. Dans la suite de l'étude, il a été considéré que ces variations étaient négligeables, et que, par conséquent, les différences observées entre les mesures réalisées lors des deux phases de la marée sont seulement dues à l'effet de séchage/oxygénation du béton de surface.

1.2 Jeu de données utilisé

1.2.1 Choix des données pertinentes

L'objet de cette étude est de déterminer l'écart des mesures obtenues à marée haute ou à marée basse, et de vérifier que cet écart est indépendant de l'état de dégradation des zones investiguées vis-à-vis de la corrosion des armatures. Dans cette analyse statistique, les écarts entre les mesures acquises lors de la phase montante et de la phase descendante de la marée, proviennent des données acquises sur l'ensemble des faces de pile étudiées (*Tableau 4-1*).

1.2.2 Prétraitement statistique – Retrait des valeurs aberrantes

Les données ont été acquises à partir d'une embarcation amarrée aux piles du pont de l'île de Ré. Suivant les conditions maritimes (vent, courant et houle), l'embarcation pouvait être plus ou moins en mouvement pendant la réalisation des mesures. Ainsi, certaines mesures ont pu être obtenues dans des conditions de travail « difficiles » et donc, être à l'origine de mesures de mauvaise qualité. Ces mesures sont appelées ici valeurs aberrantes : il faut, alors, les supprimer du jeu de données.

Un critère d'homogénéité statistique a été utilisé pour identifier les valeurs aberrantes. Les mesures ont été réalisées aux mêmes emplacements quelle que soit la phase de la marée. Cependant, il est fort probable que les valeurs aberrantes ne soient pas localisées sur les mêmes points de mesure (ou mêmes mailles pour la mesure de résistivité électrique) entre les deux diagnostics. C'est pourquoi, les différences entre les valeurs obtenues à marée montante et à marée descendante pour chaque point de mesure³⁰⁾ (ou maille de mesure) ont été calculées.

La *Figure 4-1* présente la routine de calcul qui a été utilisée pour déterminer la différence entre les valeurs de potentiel de corrosion (notée $P_k E_{corr,diff}(i,j)$) obtenues à marée montante et à marée descendante pour chaque point de mesure des différentes faces de pile P_k étudiées. La différence entre les valeurs de résistivités électriques (notée $P_k \rho_{diff}(i,j)$) est calculée en suivant la même procédure.

Pour i allant de 1 à n (nombre d'armatures horizontales sur la face de pile P_k)
 Pour j allant de 1 à nE_{corr} (nombre de points de mesure sur l'armature horizontale i)

$$P_k E_{corr,diff}(i,j) = P_k E_{corr,montante}(i,j) - P_k E_{corr,descendante}(i,j)$$

Fin
 Fin

Figure 4-1 : Routine de calcul utilisée pour calculer les différences entre les valeurs de potentiel de corrosion obtenues à marée montante et à marée descendante.

³⁰⁾ Les mesures de potentiel de corrosion sont réalisées tous les 5 cm, ce qui représente 36 points de mesure par armature horizontale. Les faces de pile étudiées sont composées de 8 armatures verticales, ce qui représente 9 mailles de mesure par ligne de mesure horizontale.

Dans un second temps, à partir des matrices des différences de valeurs, les différences moyennes par ligne de mesure ($P_k \mu E_{corr,diff}(i)$ ou $P_k \mu \rho_{diff}(i)$) ont été calculées. La différence moyenne de la ligne de mesure horizontale i de la face de pile P_k est calculée à partir des différences de valeurs ($P_k E_{corr,diff}(i,j)$ ou $P_k \rho_{diff}(i,j)$), comme indiqué par les *Équation 36 et Équation 37*. Les écarts-types standards des différences moyennes par ligne de mesure ($P_k \sigma E_{corr,diff}(i)$ ou $P_k \sigma \rho_{diff}(i)$) ont, également, été compilés en utilisant la même méthode de calcul à partir des résultats précédents, comme indiqué par l'*Équation 38 et Équation 39*.

$$P_k \mu E_{corr,diff}(i) = \frac{1}{n E_{corr}} \sum_{j=1}^{n E_{corr}} P_k E_{corr,diff}(i,j) \quad \text{Équation 36}$$

$$P_k \mu \rho_{diff}(i) = \frac{1}{n \rho} \sum_{j=1}^{n \rho} P_k \rho_{diff}(i,j) \quad \text{Équation 37}$$

$$P_k \sigma E_{corr,diff}(i) = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n E_{corr}} (P_k \mu E_{corr,diff}(i) - P_k E_{corr,diff}(i,j))^2}{n E_{corr} - 1}} \quad \text{Équation 38}$$

$$P_k \sigma \rho_{diff}(i) = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n \rho} (P_k \mu \rho_{diff}(i) - P_k \rho_{diff}(i,j))^2}{n \rho - 1}} \quad \text{Équation 39}$$

Pour finir, l'ensemble des différences de valeurs d'une même ligne de mesure horizontale ont été comparées à la différence moyenne ; si une mesure n'était pas comprise entre la valeur moyenne plus ou moins 3 fois l'écart type standard ($P_k \mu E_{corr,diff}(i) \pm 3 * P_k \sigma E_{corr,diff}(i)$ ou $P_k \mu \rho_{diff}(i) \pm 3 * P_k \sigma \rho_{diff}(i)$), elle a été supprimée du jeu de données. Ceci permet de ne rejeter que des valeurs extrêmes très éloignées des mesures dans le même environnement.

Au total, ~1% des données de potentiel de corrosion et ~2% des mesures de résistivités électriques ont été retirées des jeux de données expérimentaux initiaux. Si ces valeurs avaient été des valeurs extrêmes d'une loi de distribution normale, elles auraient représenté 0,27% des valeurs. Ceci révèle un taux assez élevé de valeurs très éloignées de la moyenne.

1.3 Méthodologie de traitement séquentielle

Pour étudier l'impact de la phase de la marée sur le diagnostic de corrosion (mesure du potentiel de corrosion et de la résistivité électrique), une étude statistique a été menée. Il a été considéré que le niveau d'exposition du béton aux cycles humidification/séchage n'avait pas d'incidence, c'est pourquoi les faces de pile FC et FG ont été étudiées ensemble. Par ailleurs, le phénomène impactant verticalement les mesures a été étudié dans les parties suivantes, en travaillant à partir des profils des mesures en fonction de la hauteur de mesure.

1.3.1 Etape 1 : Analyse des données prétraitées

Après avoir retiré les valeurs aberrantes, les différences moyennes ($P_k \mu E_{corr,diff}(i)$ et $P_k \mu \rho_{diff}(i)$) ainsi que les écarts-types standards ($P_k \sigma E_{corr,diff}(i)$ et $P_k \sigma \rho_{diff}(i)$) par ligne de mesure horizontale ont de nouveau été calculés, à partir des *Équation 36*, *Équation 37*, *Équation 38* et *Équation 39*.

A partir de ces nouvelles données, les différences moyennes globales par ligne de mesure horizontale ($\mu E_{corr,diff}(i)$ et $\mu \rho_{diff}(i)$) ont été calculées en faisant la moyenne des 11 faces de pile étudiées, comme indiqué par les *Équation 40* et *Équation 41*. Les lignes de mesure horizontales ne sont pas situées à la même altimétrie d'une face de pile à l'autre (*Figure 2-15*), la position altimétrique moyenne de chaque ligne de mesure horizontale a, également, été déterminée en faisant la moyenne sur les 11 faces de piles.

$$\mu E_{corr,diff}(i) = \frac{1}{nface} \sum_{k=1}^{nface} P_k \mu E_{corr,diff}(i) \quad \text{Équation 40}$$

$$\mu \rho_{diff}(i) = \frac{1}{nface} \sum_{j=1}^{nface} P_k \mu \rho_{diff}(i) \quad \text{Équation 41}$$

Dans le but de déterminer si les différences moyennes des mesures évoluent par rapport à l'altimétrie de mesure, elles ont été représentées en fonction de la hauteur de mesure.

Potentiel de corrosion des armatures :

Sur la *Figure 4-2*, sont représentées en fonction de la hauteur de mesure :

- les différences moyennes ($P_k \mu E_{corr,diff}(i)$), et les bornes à +/- 1 fois l'écart-type standard associé ($P_k \sigma E_{corr,diff}(i)$), pour chaque armature horizontale des 11 faces de pile prises séparément ;
- la différence moyenne globale de chaque armature horizontale ($\mu E_{corr,diff}(i)$) calculée en faisant la moyenne des 11 faces de piles (*Équation 40*), représentée en trait noir.

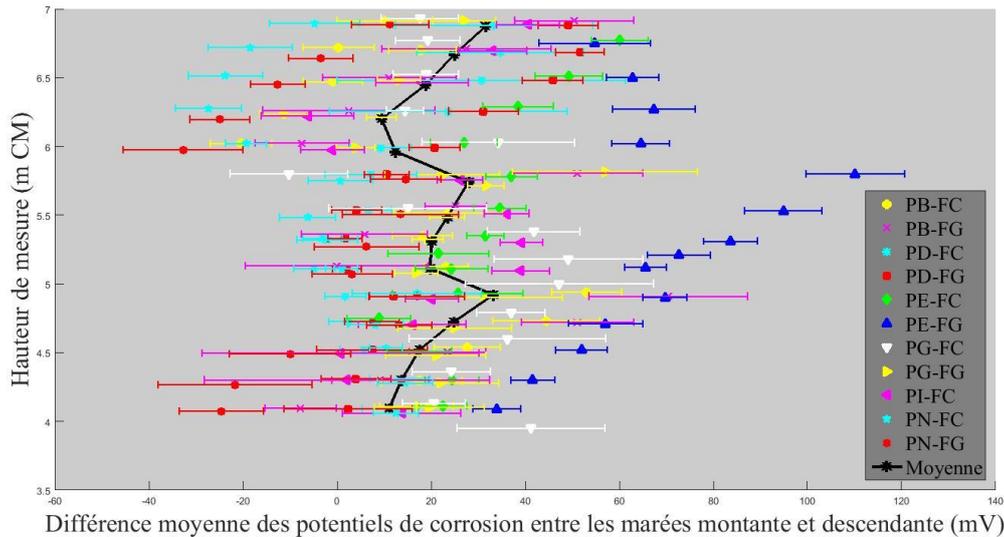


Figure 4-2 : Représentation graphique des différences moyennes de potentiel de corrosion et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour les 11 faces de pile étudiées et de la différence moyenne globale par ligne de mesure horizontale.

D'après la *Figure 4-2*, les différences moyennes par face de pile sont comprises entre environ -35 et 70 mV. De plus, pour une même face de pile, les différences moyennes sont comprises dans un fuseau d'une largeur d'environ 30 mV. Ce constat tend à démontrer que le biais de mesure induit par la phase de la marée est plutôt constant, et ne dépend pas de l'exposition du béton. Concernant les écarts-types standards, ils sont compris entre 3 et 31 mV, et ne semblent pas évoluer en fonction de la hauteur de mesure. Le comportement particulier de la face de pile PE-FG avec des différences moyennes comprises entre 30 et 110 mV, soit un fuseau d'une largeur de l'ordre de 80 mV, n'a pas été expliqué et a été conservé dans le jeu de données.

De plus, la différence moyenne globale par ligne de mesure horizontale suit une tendance verticale centrée aux alentours de +20 mV, ce qui tend à prouver que l'écart de mesure lié à la phase de marée est constant suivant l'altimétrie de mesure et quelle que soit la face de pile étudiée. Cela implique que la phase de la marée induit un biais de mesure qui ne dépend pas de l'état de dégradation des faces de pile, ni de leur exposition aux cycles humidification/séchage. Cela permet de valider l'hypothèse qui a été faite en début d'étude.

Résistivité électrique du béton :

La *Figure 4-3* représente uniquement les différences moyennes ($P_k \mu p_{diff}(i)$), et les bornes à +/- 1 fois l'écart-type standard associés ($P_k \sigma p_{diff}(i)$), pour chaque armature horizontale des 11 faces de pile prises séparément.

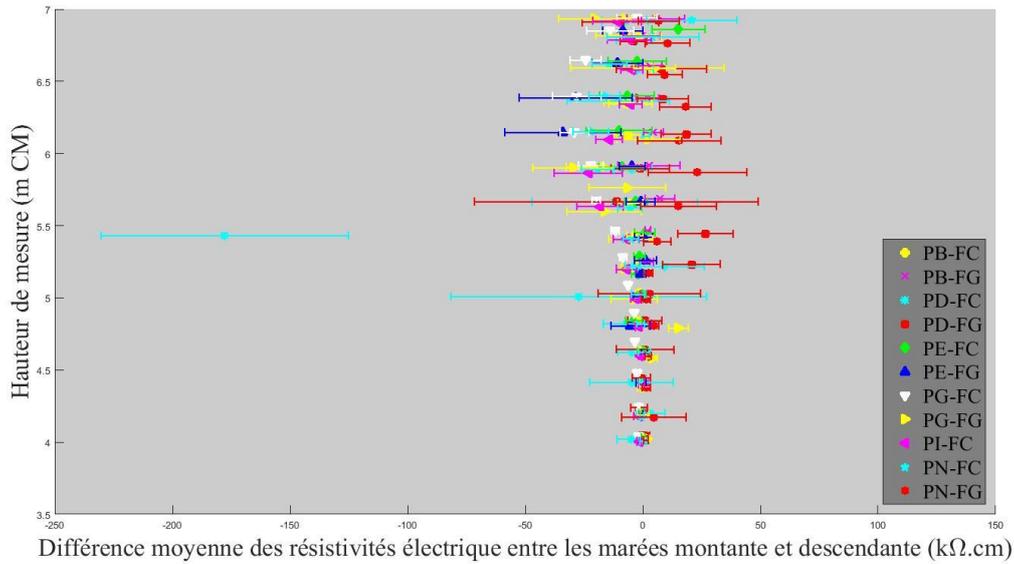


Figure 4-3 : Représentation graphique des différences moyennes de résistivité électrique et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour les 11 faces de pile étudiées.

Sur la *Figure 4-3*, il apparaît que la face de pile PD-FC présente des valeurs de différence très éloignées de celles observées sur les autres faces de pile, avec notamment une différence moyenne sur la ligne de mesure horizontale n°8 environ égale à -180 kΩ.cm. De plus, les écarts-types standards calculés à chaque ligne de mesure sont supérieurs à ceux des autres faces de pile. Dans le but de combler le retard accumulé à cause des mauvaises conditions maritimes, les deux faces de la pile PD ont été diagnostiquées pendant le même cycle de marée (*Tableau 4-1*). De ce fait, les mesures ont dû être réalisées « rapidement ». Ces conditions de travail exceptionnelles sont sans doute la cause des mauvais résultats obtenus. C'est pourquoi cette pile n'a pas été prise en compte dans la suite de l'étude.

Sur la *Figure 4-4* sont représentées en fonction de la hauteur de mesure, après retrait de la pile PD :

- les différences moyennes ($P_k \mu \rho_{diff}(i)$), et les bornes à +/- 1 fois l'écart-type standard associé ($P_k \sigma \rho_{diff}(i)$), pour chaque armature horizontale des 9 faces de pile restantes prises séparément ;
- la différence moyenne globale de chaque armature horizontale ($\mu \rho_{diff}(i)$) calculées en faisant la moyenne des 9 faces de piles (*Équation 41*), représentée en trait noir.

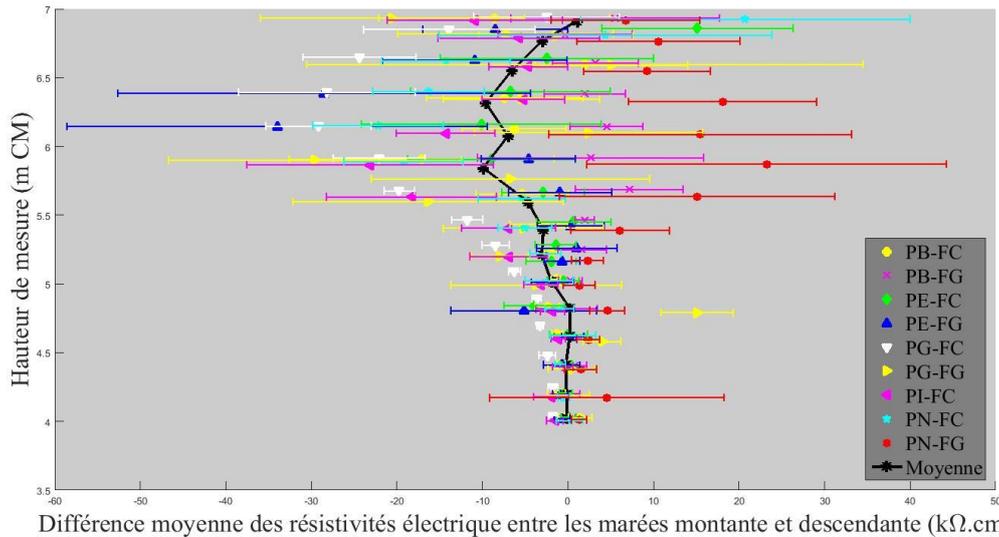


Figure 4-4 : Représentation graphique des différences moyennes de résistivité électrique et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour les 9 faces de pile étudiées (après retrait de la pile PD) et de la différence moyenne globale par ligne de mesure horizontale.

D'après la *Figure 4-4*, les différences moyennes par face de pile sont comprises entre environ -35 et 25 kΩ.cm. Pour une même face de pile, les différences moyennes sont comprises dans un fuseau d'une largeur maximale d'environ 30 kΩ.cm. Comme précédemment, ce constat tend à démontrer que le biais de mesure induit par la phase de la marée est plutôt constant. Les écarts-types standards sont compris entre 3 et 60 kΩ.cm. Cependant, il semble que les écarts-types évoluent avec la hauteur de mesure (en partie basse ils sont faibles, alors qu'en partie haute, ils sont plus importants). Il a été prouvé que cette observation est due à l'erreur de mesure causée par la variabilité intrinsèque du matériau béton [Bourreau 2017] (*under review*).

De plus, la différence moyenne globale par ligne de mesure horizontale ne semble pas dépendre de la hauteur de mesure. En effet, elle suit une tendance verticale centrée aux alentours de 0 kΩ.cm. Toutefois, il peut être remarqué que la différence moyenne globale est très stable en partie basse en étant centrée sur 0, et qu'elle dérive à partir de +5,5 m CM. Cependant, cette dispersion de la différence moyenne globale est de faible amplitude (de l'ordre de 20 kΩ.cm) et ne semble pas être significative. C'est pourquoi, le biais de mesure lié à la phase de marée peut être considéré quasiment nul quelle que soit la hauteur de mesure et quelle que soit la face de pile étudiée, et donc, quel que soit l'ordre de grandeur mesuré. Cela implique que la phase de la marée n'induit pas de biais de mesure, et ce quel que soit l'état de dégradation des faces de pile, ainsi que leur exposition aux cycles humidification/séchage.

1.3.2 Etape 2 : Etude statistique

Pour quantifier le biais de mesure lié à la phase de marée, les données ont été traitées statistiquement. L'ensemble des données (mesure du potentiel de corrosion ou de la résistivité électrique) ont été regroupées pour obtenir les distributions de probabilités associées aux deux types de mesures. Puis

les distributions de probabilités obtenues ont été ajustées avec une loi continue. La loi continue la plus adaptée a été déterminée à partir du maximum de vraisemblance.

Pour le potentiel de corrosion des armatures, une loi normale a été utilisée (Équation 42). Elle est décrite par 2 paramètres : la moyenne (μ) et l'écart-type (σ).

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad \text{Équation 42}$$

Pour la résistivité électrique du béton, une loi de Student a été utilisée. Elle est décrite par 3 paramètres : la moyenne (μ), l'écart-type (σ) et le degré de liberté (ν). La fonction de distribution de probabilité de Student est présentée par l'Équation 43, où Γ est la fonction usuelle de Gamma d'Euler.

$$f(x) = \frac{\Gamma\left(\frac{\nu+1}{2}\right)}{\sigma\sqrt{\nu\pi} * \Gamma\left(\frac{\nu}{2}\right)} \left[\frac{\nu + \left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}{\nu} \right]^{-\left(\frac{\nu+1}{2}\right)} \quad \text{Équation 43}$$

Potentiel de corrosion des armatures :

La distribution de probabilité et la loi normale associées aux différences de potentiel de corrosion sont présentées sur la Figure 4-5. Les paramètres de la loi normale obtenue sont une moyenne (μ) égale à 16,3 mV et un écart-type (σ) égal à 22,3 mV.

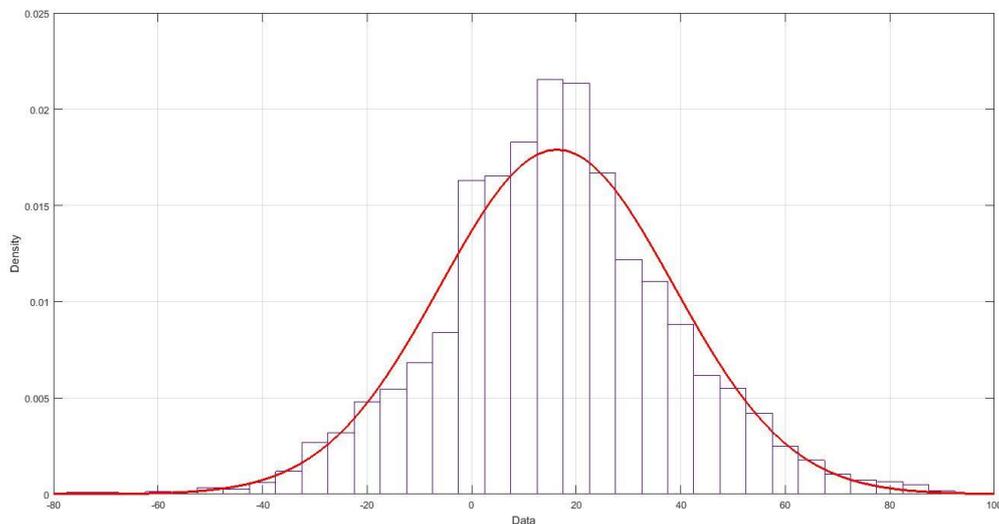


Figure 4-5 : Représentation de la distribution de probabilité et de la loi normale associées aux différences de potentiel de corrosion.

La valeur moyenne (μ) de la loi normale correspond à un biais de mesure positif. Cela signifie que les valeurs obtenues à marée descendante sont plus électronégatives que celles obtenues à marée montante. Ce résultat s'explique physiquement, car dans la littérature, il est largement admis qu'un béton humide implique des potentiels de corrosion plus électronégatifs que ceux d'un béton sec (Tableau 1-4) [Elsener 2003].

Résistivité électrique du béton :

La distribution de probabilité et la loi de Student associées aux différences de résistivité électrique sont présentées sur la *Figure 4-6*. Les paramètres de la loi de Student obtenue sont une moyenne (μ) égale à -0,9 k Ω .cm, un écart-type (σ) égal à 3,2 k Ω .cm et un degré de liberté (ν) de 1,2.

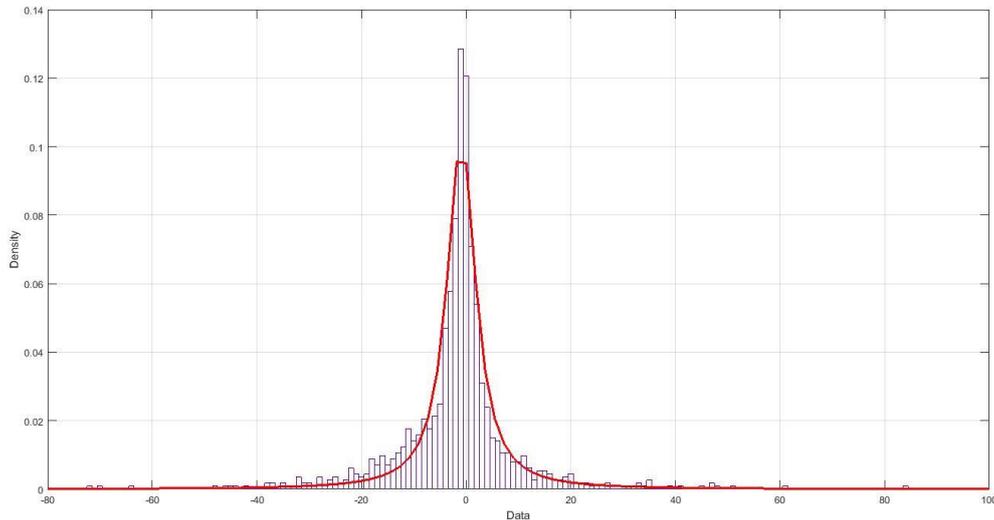


Figure 4-6 : Représentation de la distribution de probabilité et de la loi de Student associées aux différences de résistivité électrique.

La valeur moyenne (μ) de la loi de Student correspond à un biais de mesure négatif. Cela signifie que les valeurs obtenues à marée descendante sont plus résistives que celles obtenues à marée montante. Ce résultat n'était pas celui attendu, puisqu'en toute logique, un béton saturé en eau est censé être moins résistif qu'un béton sec même en surface (*Tableau 1-5*) [Polder 2001, Polder 2000].

La température peut expliquer en partie ce phénomène. Lors de la marée descendante, le parement en béton est saturé en eau de mer et est, par conséquent, à la même température que l'eau. Alors qu'en phase de marée montante le parement en béton a eu le temps de sécher et de se réchauffer. Dans la littérature, il est admis qu'une augmentation de la température implique une augmentation de la mobilité et de la solubilité des ions en solution. Ainsi, dans ces conditions, le béton devient un meilleur conducteur électrique et cela entraîne une diminution de la résistivité électrique du matériau [Broomfield 2006, Gonzalez 1991, McNeill 1980].

Ces résultats sont en opposition à ceux présentés dans la littérature. En effet, des études ont mis en évidence le fait que la résistivité électrique du béton évoluait en fonction du niveau d'eau de la marée : elle serait plus importante à marée basse qu'à marée haute [Jeong 2013, Larsen 2006]. Pour cela, une éprouvette en béton armé formulée à partir d'un ciment CEM I a été soumise à des cycles de marée (simulés en laboratoire), la résistivité électrique a été suivie en continue (par monitoring) [Larsen 2006]. Les résultats obtenus en zone atmosphérique (position a)), en zone de marnage (position b)) et en zone immergée (position c)) sont présentés sur la *Figure 4-7*. En zone de marnage, les variations de la

résistivité électrique sont de l'ordre de 40 Ω .m, soit 4 k Ω .cm. Les valeurs variations sont du même ordre de grandeur – 4 k Ω .cm dans la littérature [Larsen 2006] contre -0,9 k Ω .cm d'après la loi de Student (Figure 4-6) – mais les signes des variations sont opposés. Les études présentées dans la littérature ont été réalisées en laboratoire, où la température de l'eau devait être la même que celle du laboratoire.

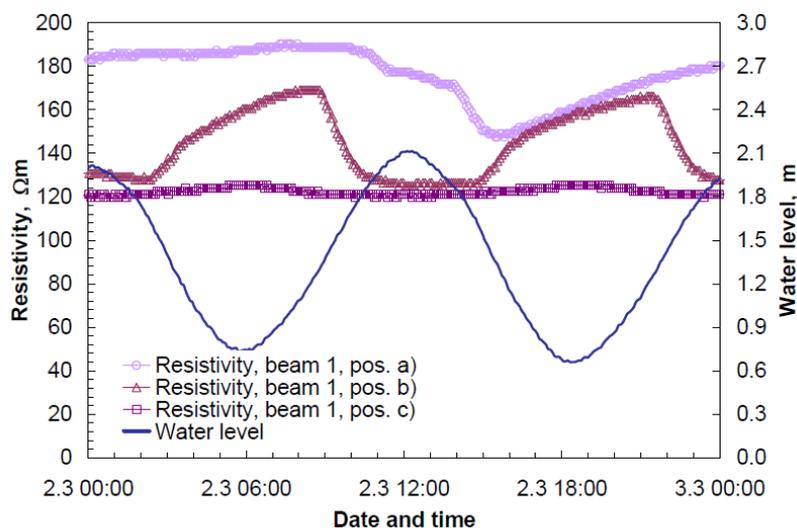


Figure 4-7 : Evolution de la résistivité électrique d'un béton basé sur un ciment CEM I pendant un cycle de marée simulée en laboratoire, où : la position a) est en zone atmosphérique, la position b) est en zone de marnage et la position c) est en zone immergée [Larsen 2006, Polder 2000].

1.4 Conclusion

Cette campagne de mesure a permis d'étudier et de quantifier l'impact de la phase de la marée sur le diagnostic de corrosion. Il a été montré que le biais de mesure global (déterminé à partir des différences moyennes globales par ligne de mesure horizontale calculées en prenant en compte l'ensemble des faces de pile) lié à la phase de la marée est homogène suivant la hauteur de mesure. Puis, l'étude statistique a permis de le quantifier : effectuer les mesures à marée montante plutôt qu'à marée descendante implique un biais moyen de 16,3 mV pour le potentiel de corrosion et de -0,9 k Ω .cm pour la résistivité électrique.

Le biais de mesure lié à la phase de la marée sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique ne semble pas être suffisamment significatif pour conduire à des erreurs d'interprétations sur le risque de corrosion de la zone étudiée. Pour la mesure de résistivité électrique, il peut même être considéré comme négligeable, puisque l'erreur de mesure annoncée par le constructeur est supérieure au biais de mesure lié à la phase de la marée déterminé expérimentalement : 2,4 k Ω .cm contre -0,9 k Ω .cm.

2 Prise en compte de l'influence de la saisonnalité

L'objectif de cette étude est de déterminer l'impact de la saisonnalité sur le diagnostic de corrosion, et plus précisément, sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique du béton. En particulier, il est reconnu que l'humidité relative et la température peuvent impacter les mesures. Si les

résultats sont différents en fonction des saisons, ils ne peuvent être dus à une évolution de la dégradation sur la période très courte d'investigation et il est intéressant de le quantifier afin de prendre en compte ce facteur dans l'interprétation des résultats.

Avant d'étudier la saisonnalité, les données acquises par cette campagne de mesure ont été utilisées pour caractériser des zones d'exposition spécifiques du milieu maritime et pour déterminer l'impact du phénomène de marnage sur l'évolution verticale des mesures. L'objectif étant de filtrer les effets du phénomène de marnage dans chacune des zone d'exposition spécifique au milieu maritime et des effets de la saisonnalité, afin d'obtenir les profils des mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique par saison.

2.1 Présentation de la campagne de mesure

La campagne de mesure « Saisonnalité » a consisté à réaliser des diagnostics de corrosion plusieurs fois dans l'année aux différentes saisons (hiver, printemps, été et automne) sur plusieurs faces de pile. Pour être comparables, les diagnostics de corrosion réalisés sur une même face de pile ont été effectués lors de la même phase de marée³¹⁾. Les faces de pile diagnostiquées sont celles faisant partie du panel de piles représentatives des différents états de dégradation de l'ouvrage (*Tableau 3-19*).

Le *Tableau 4-2* présente les 11 faces de pile étudiées, la phase de la marée correspondante et le jour d'intervention par saison.

Tableau 4-2 : Faces de pile ayant servi à la campagne de mesure « Saisonnalité », ainsi que la phase de la marée et les dates d'intervention par saison.

Pile	Face	Phase de la marée	Date d'intervention			
			Hiver	Printemps	Été	Automne
PB	FC	Descendante	2 Février 2016	25 Mai 2016	17 Juillet 2016	11 Octobre 2016
	FG	Descendante		20 Mai 2016	11 Juillet 2016	6 Décembre 2016
PD	FC	Montante	2 Février 2016	24 Mai 2016	29 Juillet 2016	11 Octobre 2016
	FG	Montante		26 Mai 2016	28 Juillet 2016	11 Octobre 2016
PE*	FC	Montante	4 Février 2016	25 Mai 2016	11 Juillet 2016	13 Octobre 2016
	FG	Montante	4 Février 2016	27 Mai 2016	12 Juillet 2016	X
PG	FC	Montante	23 Janvier 2017	17 Mai 2016	9 Août 2016	10 Octobre 2016
	FG	Descendante	24 Janvier 2017	24 Mai 2016	11 Août 2016	20 Octobre 2016
PI	FC	Montante	25 Janvier 2017	27 Avril 2016	27 Juillet 2016	8 Décembre 2016
PN	FC	Descendante	1 Février 2016	18 Mai 2016	25 Juillet 2016	14 Octobre 2016
	FG	Descendante	5 Février 2016	18 Mai 2016	28 Juillet 2016	7 Décembre 2016

* Par manque de temps, la face de pile PE-FG n'a pas pu être diagnostiquée en automne.

³¹⁾ Les deux campagnes de mesure ont été menées en parallèle. C'est pour cela qu'au début de la campagne de mesure « Saisonnalité » il n'était pas encore connu que le biais de mesure lié à la phase de la marée pouvait être considéré comme non-significatif.

2.2 Jeu de données utilisé

Les 3 études spécifiques présentées dans cette partie sont basées sur le même jeu de données. Le choix des données pertinentes ainsi que leurs prétraitements sont présentés dans les paragraphes suivants.

2.2.1 Choix des données pertinentes

Que ce soit pour :

- caractériser les zones d'exposition spécifiques au milieu maritime ;
- étudier l'influence du phénomène de marnage sur l'évolution verticale des mesures ;
- étudier l'influence de la saisonnalité sur les mesures,

il est important que les données utilisées aient été obtenues uniquement pour des faces de pile « saines » où les armatures sont dépourvues de corrosion. Le panel de piles représentatives des différents états de dégradation de l'ouvrage (*Tableau 3-19*) comporte 5 faces de pile dont les 3 zones de mesure ont été classées comme « saines » par la classification « à dire d'expert » (*Tableau 3-17*). Les 5 faces de piles « saines » (3 en face FG et 2 en face FC) sont réparties sur quatre piles ; pour 2 de ces piles, leurs 2 faces sont classées comme saine, il s'agit des piles PG et PN.

L'exposition du béton aux cycles humidification/séchage, et par conséquent l'humidité du béton, peut induire des plages de mesures différentes. Pour ne pas privilégier statistiquement une exposition à une autre, il a été décidé d'utiliser le même nombre de faces FC que de faces FG. Pour cette raison, seules les 2 faces des piles PG et PN ont été utilisées.

2.2.2 Prétraitement statistique – Retrait des valeurs aberrantes

Les données ont été acquises à partir d'une embarcation amarrée aux piles du pont de l'île de Ré. Suivant les conditions maritimes (vent, courant et houle), l'embarcation pouvait être plus ou moins en mouvement pendant la réalisation des mesures. Ainsi, certaines mesures ont pu être obtenues dans des conditions de travail « difficiles » et donc être à l'origine de mesures de mauvaise qualité, appelées ici valeurs aberrantes, qu'il faut extraire du jeu de données. Un critère d'homogénéité statistique a été utilisé pour identifier les valeurs aberrantes, comme dans la première partie de ce chapitre.

Potentiel de corrosion des armatures :

Sur chaque armature horizontale, les mesures de potentiels de corrosion ont été réalisées tous les 5 cm, à partir du premier point situé à 5 cm de l'arête gauche, sur une longueur totale de 185 cm ; ceci représente 36 points de mesure par armature.

Pour chaque armature horizontale, le potentiel de corrosion moyen ($P_{k,saison}\mu E_{corr}(i)$) et l'écart-type standard ($P_{k,saison}\sigma E_{corr}(i)$) associé, ont été calculés à partir des 36 valeurs correspondantes, à partir des *Équation 44* et *Équation 45*.

$$P_{k,saison}\mu E_{corr}(i) = \frac{1}{nE_{corr}} \sum_{j=1}^{nE_{corr}} P_{k,saison}E_{corr}(i,j) \quad \text{Équation 44}$$

$$P_{k,saison}\sigma E_{corr}(i) = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{nE_{corr}} (P_{k,saison}\mu E_{corr}(i) - P_{k,saison}E_{corr}(i,j))^2}{nE_{corr} - 1}} \quad \text{Équation 45}$$

Puis, chacune des 36 valeurs de potentiel de corrosion a été comparée au potentiel de corrosion moyen de l'armature considérée ; si une mesure de potentiel n'était pas comprise entre la valeur moyenne plus ou moins trois fois l'écart type ($P_{k,saison}\mu E_{corr}(i) \pm 3 * P_{k,saison}\sigma E_{corr}(i)$), elle a été supprimée du jeu de données.

Au total, ~1% des données ont été retirées des jeux de données expérimentales, ce qui est supérieur aux 0,27% de valeurs sur les queues de distribution d'une loi normale à $\pm 3\sigma$, ceci révèle un taux assez élevé de valeurs très éloignées de la moyenne.

Résistivité électrique du béton :

Les zones investiguées sont constituées de 8 armatures verticales et 14 armatures horizontales, ce qui représente 9 mailles horizontales et 15 mailles verticales.

Pour chaque armature horizontale, la résistivité électrique moyenne ($P_{k,saison}\mu\rho(i)$) et l'écart-type standard ($P_{k,saison}\sigma\rho(i)$) associé, ont été calculés à partir des 9 valeurs correspondantes, à partir des *Équation 46* et *Équation 47*.

$$P_{k,saison}\mu\rho(i) = \frac{1}{n\rho} \sum_{j=1}^{n\rho} P_{k,saison}\rho(i,j) \quad \text{Équation 46}$$

$$P_{k,saison}\sigma\rho(i) = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n\rho} (P_{k,saison}\mu\rho(i) - P_{k,saison}\rho(i,j))^2}{n\rho - 1}} \quad \text{Équation 47}$$

Puis, chacune des 9 valeurs de résistivité électrique a été comparée à la résistivité électrique moyenne de la ligne de mesure horizontale considérée ; si une mesure de résistivité n'était pas comprise entre la valeur moyenne plus ou moins trois fois l'écart type ($P_{k,saison}\mu\rho(i) \pm 3 * P_{k,saison}\sigma\rho(i)$) elle a été supprimée du jeu de données, pour les mêmes raisons que précédemment.

Au total, ~1% des données ont été retirées des jeux de données expérimentales, ce qui révèle un taux assez élevé de valeurs très éloignées de la moyenne.

2.2.3 Prétraitement statistique – Profils moyens des mesures

Après avoir retiré les valeurs aberrantes, les différences moyennes ($P_{k,saison}\mu E_{corr}(i)$ et $P_{k,saison}\mu\rho(i)$) ainsi que les écarts-types standards ($P_{k,saison}\sigma E_{corr}(i)$ et $P_{k,saison}\sigma\rho(i)$) par ligne de mesure horizontale ont de nouveau été calculés, à partir des *Équation 44*, *Équation 45*, *Équation 46* et *Équation 47*.

Les *Figure 4-8* et *Figure 4-9* présentent, respectivement, les profils moyens, et les écarts-types standards associés, du potentiel de corrosion et de la résistivité électrique en fonction de la hauteur de

mesure pour les 4 faces de piles étudiées pour les 4 saisons. Au total, 32 profils moyens sont à disposition : 2 piles, 2 faces de piles, 4 saisons et 2 techniques de mesure.

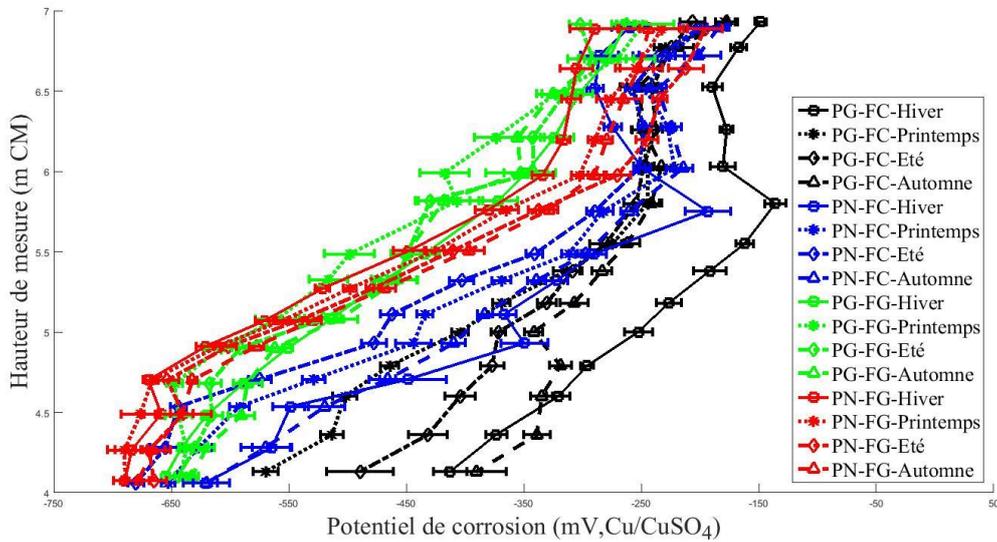


Figure 4-8 : Profils moyens du potentiel de corrosion et des écarts-types standards associés des 4 faces de pile étudiées en fonction de la hauteur de mesure pour les 4 saisons.

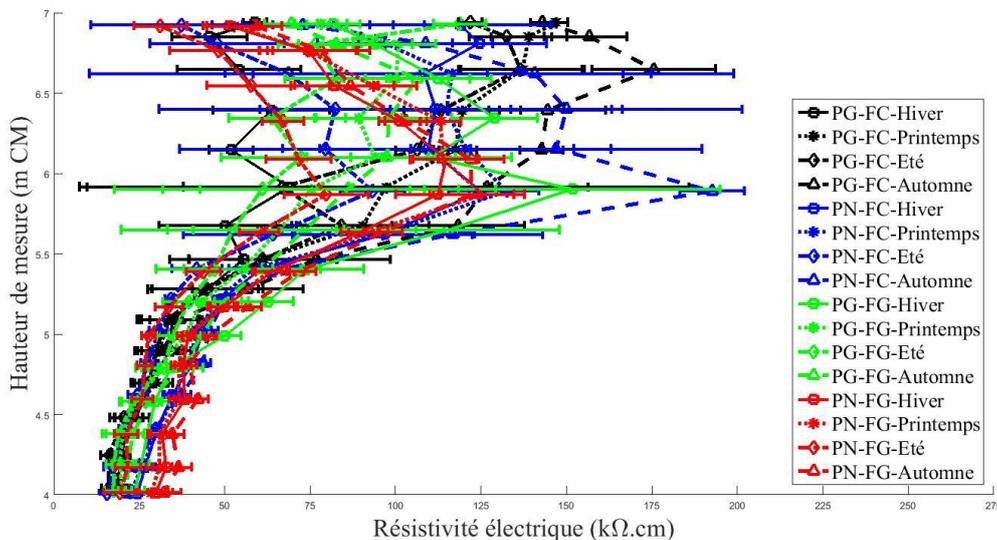


Figure 4-9 : Profils moyens de la résistivité électrique et des écarts-types standards associés des 4 faces de pile étudiées en fonction de la hauteur de mesure pour les 4 saisons.

D'après la *Figure 4-8*, les profils moyens du potentiel de corrosion des faces de pile FG sont similaires et, sont compris dans un fuseau d'une largeur d'environ 50 mV, quelle que soit la hauteur. Pour les faces de pile FC, les valeurs sont très dispersées, notamment en partie basse (+4,00 – +5,00 m CM) avec une différence maximale de l'ordre de 300 mV. Puis, cette différence s'atténue en partie haute (+6,00 – +7,00 m CM) avec une différence maximale de l'ordre de 100 mV. De plus, les valeurs de potentiels de corrosion des faces de piles FC sont moins électronégatives que celles des faces de pile

FG en partie basse et médiane (+4,00 – +6,00 m CM). Alors qu'en partie haute (+6,00 – +7,00 m CM), les potentiels de corrosion deviennent équivalents entre les 2 faces de pile. Les 16 profils moyens semblent suivre la même tendance verticale, avec une évolution quasiment constante des valeurs de potentiel de corrosion avec la hauteur de mesure. Ils sont plus électronégatifs en partie basse qu'en partie haute. Les écarts-types standards, ne semblent pas évoluer en fonction de la hauteur de mesure sur une même face de pile.

La *Figure 4-9* met clairement en évidence la présence de 2 grandes zones avec des différences de variabilité remarquées de part et d'autre de +5,50 m CM. Dans la partie basse (+4,00 – +5,50 m CM), les 16 profils moyens de la résistivité électrique sont très homogènes et, sont compris dans un fuseau d'une largeur d'environ 20 kΩ.cm. De plus, les valeurs de résistivité électrique moyennes évoluent quasiment pas entre +4,00 m Cm et +5,50 m CM, avec une différence maximale de l'ordre de 30 kΩ.cm. Les écarts-types standards semblent, également, être constants dans la partie basse sur une même face de pile. Dans la partie haute (de +5,50 m CM à +7,00 m CM), les profils moyens sont très dispersés avec une différence maximale de l'ordre de 130 kΩ.cm. Aucune différence de comportement notable entre les faces de pile FC et FG n'est identifiée. Néanmoins, les écarts-types standards semblent augmenter avec la hauteur de mesure. Cette tendance a été attribuée à l'erreur de mesure causée par la variabilité intrinsèque du matériau béton [Bourreau 2017] (*under review*).

2.3 Caractérisation des zones d'exposition spécifiques du milieu maritime

Les paragraphes précédents ont permis de visualiser des évolutions sensibles des mesures en fonction de la hauteur. L'objectif de cette étude est de déterminer pour les structures en béton armé la position altimétrique des zones d'exposition caractéristiques du milieu maritime, par analogie avec les structures métalliques. En effet, le milieu maritime, par le phénomène de marnage (alternance successives de pleines et basses mers), induit plusieurs zones d'exposition spécifiques³²).

Plusieurs études [Boero 2012, Boero 2010, Powell 2006, Benaïssa 2004, Shifler 2004, Memet 2000, Phull 1997, Benaïssa 1995, Schumacher 1979] ont été menées sur la corrosion des structures métalliques en milieu marin (principalement sur des pieux ou des palplanches en zone portuaire), où il a été prouvé que dans chacune des zones d'exposition spécifiques, l'activité de corrosion est plus ou moins intense, ce qui se traduit par des pertes d'épaisseur de métal différentes. Les frontières entre les zones d'exposition spécifiques ont été déterminées expérimentalement et ont été exprimées en fonction des coefficients de marée³³). Ainsi, la position altimétrique (représentée par la hauteur d'eau) des zones

³²) Dans le cadre du projet DéCoF-Ré, et de ce travail de thèse, la réalisation d'inspections en zone immergée n'a pas été envisagée ; c'est pourquoi seules les zone atmosphériques, zone d'éclaboussures et zone de marnage ont été étudiées. Ceci est cohérent avec l'objectif de diagnostic par l'oxygénation à laquelle elles sont exposées.

³³) Les niveaux d'eau (ainsi que les coefficients de marées) associés aux Pleines Mers (PM) et aux Basses Mers (BM) sont variables chaque jour, en fonction de la position de la Terre par rapport à la Lune et au Soleil.

d'exposition spécifiques a pu être déterminée pour le port de référence de La Rochelle-La Pallice³⁴⁾ (Tableau 4-3).

Tableau 4-3 : Frontières entre les zones d'exposition pour le port de La Rochelle-La Pallice.

Frontière entre les zones d'exposition ...	Coefficient de marée associé	Hauteur d'eau correspondante
Atmosphérique/éclaboussures	95	+6,00 m CM
Eclaboussures/marnage	70	+5,45 m CM

La Figure 4-10 met en regard la position altimétrique des zones de mesure (Figure 2-11) et des différentes zones d'exposition spécifiques du milieu maritime définies pour les structures métalliques. Cette information sera utilisée comme modèle préalable, et sera confrontée aux données concernant le béton armé. Sur cette figure sont, également, représentées la zone des plus basses eaux et la zone immergée. La frontière entre ces deux zones est située à une hauteur correspondante à un niveau de Basse Mer de Vives-Eaux (notée BMVE) définie par un coefficient de marée de 95 [Boero 2010].

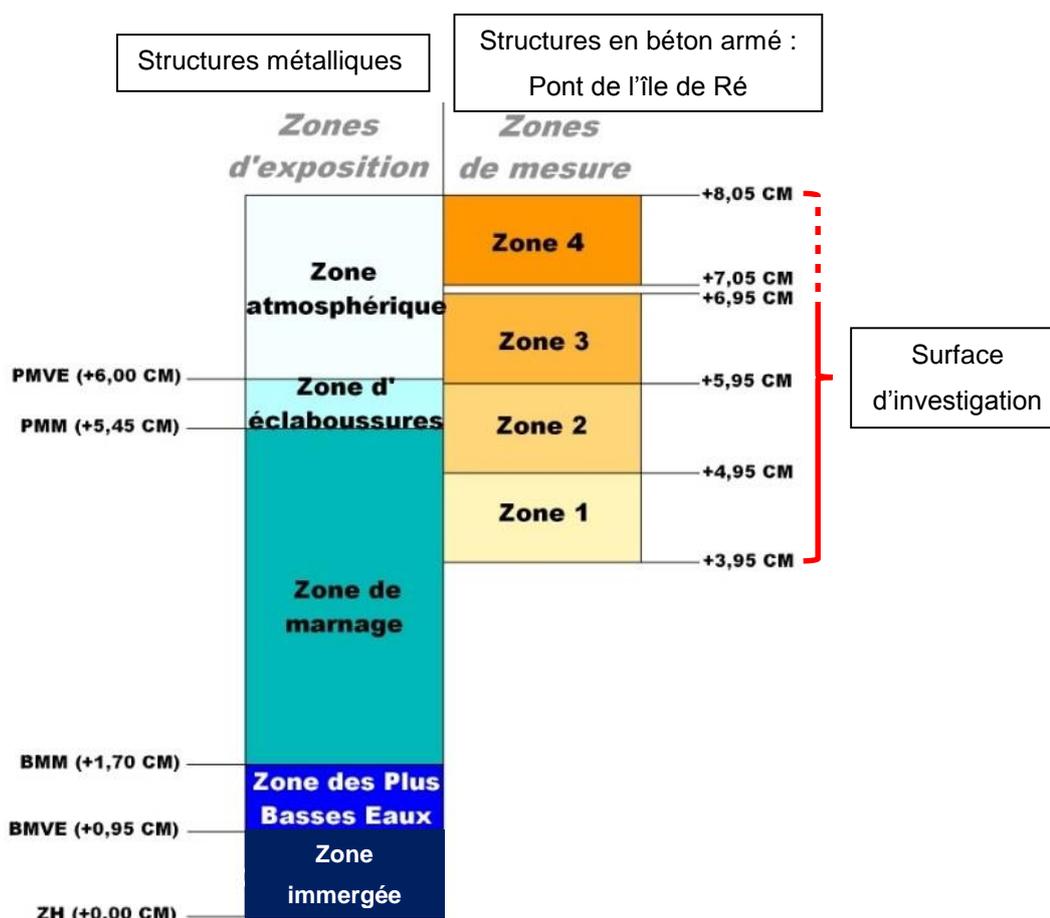


Figure 4-10 : Représentation schématique de la position altimétrique des zones de mesures (Z1, Z2, Z3 et Z4) et des zones d'expositions spécifiques au milieu maritime définies pour les structures métalliques.

³⁴⁾ Le pont de l'île de Ré est situé à ~3 km, au plus loin, du port de référence de La Rochelle-La Pallice.

2.3.1 Méthodologie de traitement séquentielle

Pour caractériser les zones d'exposition spécifiques au milieu maritime, une hypothèse a été faite : l'exposition du béton aux cycles humidification/séchage (faces opposées des piles) n'a pas d'incidence sur le positionnement altimétrique des zones d'exposition spécifique ; les faces de pile FC et FG ont donc été étudiées ensemble.

La caractérisation des zones d'exposition spécifiques est basée sur la détection de changement des profils des mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique. Pour repérer ces changements, une méthode de classification non-supervisée des données a été utilisée. La *Figure 4-11* présente l'organigramme de la méthodologie de traitement utilisée pour caractériser les zones d'exposition spécifiques au milieu maritime.

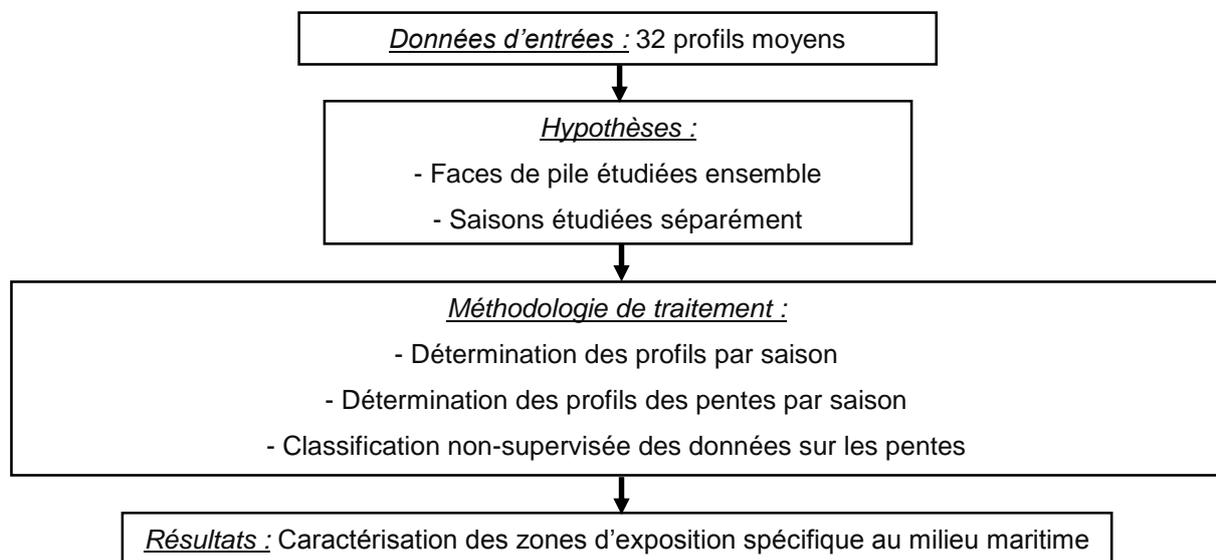


Figure 4-11 : Organigramme de la méthodologie de traitement utilisée pour caractériser les zones d'exposition spécifiques du milieu maritime pour les structures en béton armé.

Pour illustrer ces différentes étapes de traitement, seuls les résultats obtenus pour la saison « été » sont présentés.

2.3.1.1 Etape 1 : Détermination des profils par saison

Les profils par saison ont été déterminés en faisant la moyenne des profils moyens des 4 faces de pile (*Figure 4-8* et *Figure 4-9*). Pour déterminer les profils par saison des mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique, les données de position altimétrique et de mesure sont agrégées de la manière suivante :

- le positionnement altimétrique moyen par ligne de mesure horizontale est égal à la valeur moyenne de l'altimétrie de chaque point des 4 lignes de mesure horizontales des 4 faces de piles étudiées ;

- les valeurs moyennes du potentiel de corrosion et de la résistivité électrique par ligne de mesure horizontale sont considérées égales à la valeur moyenne des 4 lignes de mesure horizontales des 4 faces de piles étudiées.

Les *Figure 4-12* et *Figure 4-13* présentent, respectivement, les profils et les écarts-types standards associés, du potentiel de corrosion et de la résistivité électrique en fonction de la hauteur de mesure pour la saison « été ».

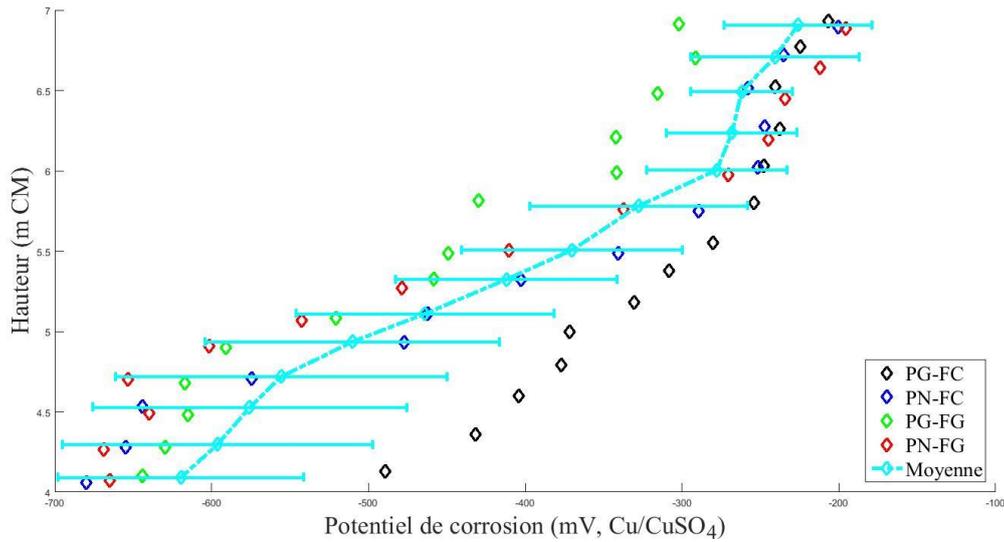


Figure 4-12 : Profil du potentiel de corrosion et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour la saison « été ».

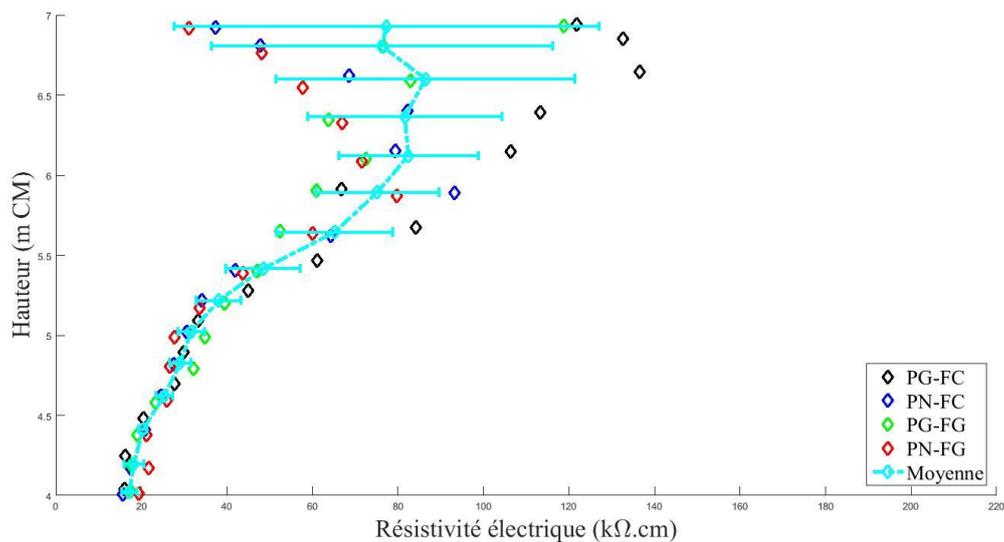


Figure 4-13 : Profil de la résistivité électrique et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour la saison « été ».

2.3.1.2 Etape 2 : Détermination des profils des pentes par saison

Mise en contexte de la démarche adoptée :

L'analyse visuelle des profils des mesures (*Figure 4-12* et *Figure 4-13*) met en évidence qu'ils n'évoluent pas de manière affine en fonction de la hauteur de mesure, mais semblent être composées de 3 tronçons comme représentés en traits pointillés de différentes couleurs sur les *Figure 4-14* et *Figure 4-15*.

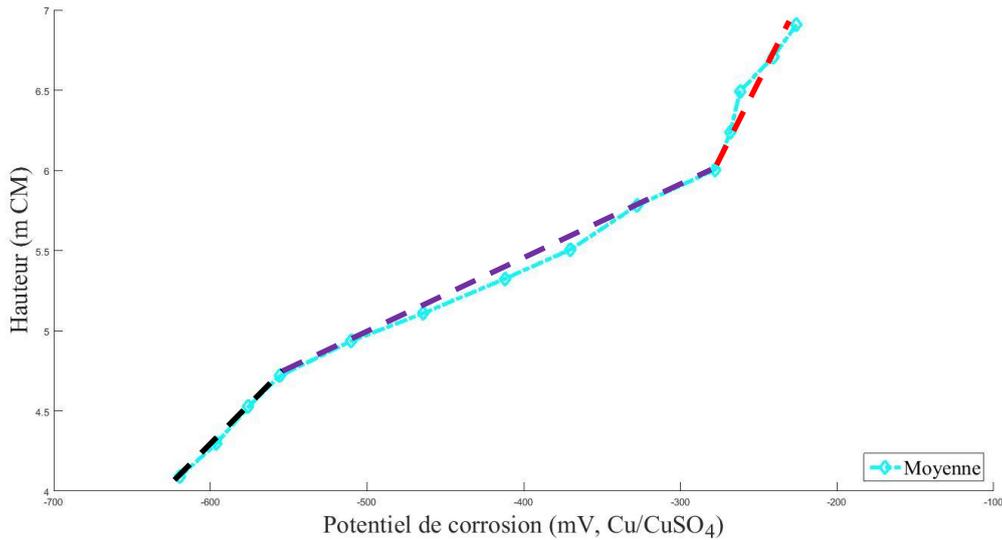


Figure 4-14 : Profil du potentiel de corrosion en fonction de la hauteur de mesure pour la saison « été », et présentation des différents tronçons identifiés visuellement.

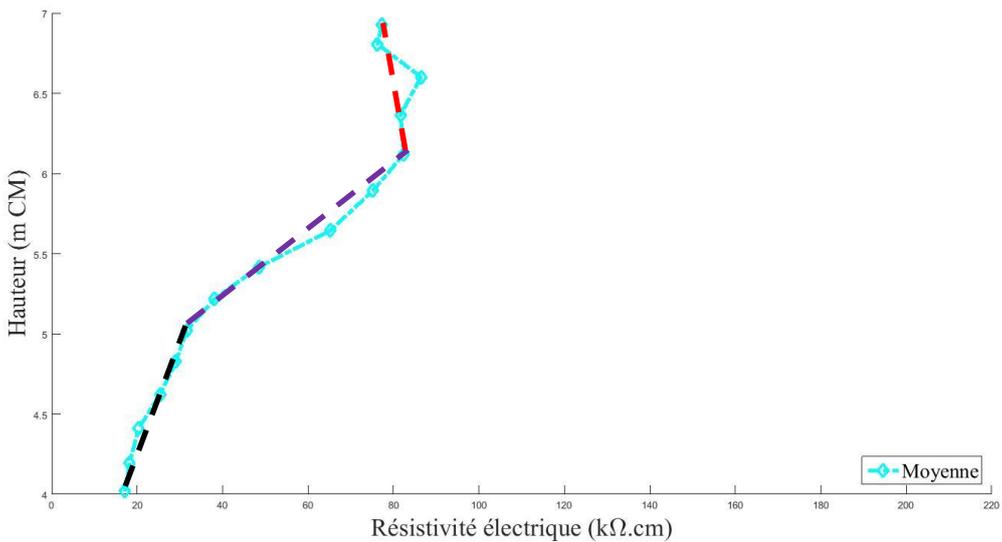


Figure 4-15 : Profil de la résistivité électrique en fonction de la hauteur de mesure pour la saison « été », et présentation des différents tronçons identifiés visuellement.

Il a été supposé que ces différents tronçons (*Figure 4-14* et *Figure 4-15*) étaient liés à une exposition différente au phénomène de marnage, ceci est caractéristique des différentes zones d'exposition

spécifiques du milieu maritime. Cela signifie que dans chaque zone d'exposition spécifique les mesures évoluent différemment.

Pour valider cette hypothèse, il convient maintenant de déterminer les points de mesure appartenant à un même tronçon. Pour le repérer et le modéliser par une fonction affine, il a été choisi d'étudier l'évolution des pentes entre deux points de mesure successifs.

Détermination des profils des pentes :

Dans un premier temps, les pentes entre deux lignes de mesures horizontales successives ont été calculées à partir des profils moyens (*Figure 4-8* et *Figure 4-9*). La *Figure 4-16* présente la routine de calcul qui a été utilisé pour déterminer les pentes de potentiel de corrosion (notée **Pente_{E_{corr}}_{P_k,saison(i)}**) entre 2 armatures horizontales successives des différentes faces de pile **P_k** étudiées. De la même manière, les pentes de résistivités électrique (notée **Pente_ρ**_{P_k,saison(i)}) ont été compilées.

Pour **i** allant de 1 à **n-1** (**n** étant le nombre d'armatures horizontales sur la face de pile **P_k**)

$$Pente_{E_{corr}P_{k,saison}(i)} = \frac{Hauteur(i) - Hauteur(i + 1)}{P_{k,saison}\mu E_{corr}(i) - P_{k,saison}\mu E_{corr}(i + 1)}$$

Fin

Figure 4-16 : Routine de calcul utilisée pour calculer les pentes de potentiel de corrosion entre 2 armatures horizontales successives.

Dans un second temps, à partir des pentes de potentiel de corrosion et de résistivité électrique par faces de pile et par saison, les pentes moyennes par saison (**Pente_{E_{corr}}_{Saison(i)}** ou **Pente_ρ_{Saison(i)}**) ont été calculées en faisant la moyenne des pentes des **nP_k** faces de pile, comme indiqué par les *Équation 48* et *Équation 49*. Les écarts-types standards des pentes moyennes par ligne de mesure (**Pente_{σE_{corr}}_{Saison(i)}** ou **Pente_{σρ}_{Saison(i)}**) ont également été compilés en utilisant la même méthode de calcul à partir des résultats précédents, comme indiqué par les *Équation 50* et *Équation 51*.

$$Pente_{E_{corr}Saison(i)} = \frac{1}{nP_k} \sum_{k=1}^{nP_k} Pente_{E_{corr}P_{k,saison}(i)} \quad \text{Équation 48}$$

$$Pente_{\rho Saison(i)} = \frac{1}{nP_k} \sum_{k=1}^{nP_k} Pente_{\rho P_{k,saison}(i)} \quad \text{Équation 49}$$

$$Pente_{\sigma E_{corr}Saison(i)} = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{nP_k} (Pente_{E_{corr}Saison(i)} - Pente_{E_{corr}P_{k,saison}(i)})^2}{nP_k - 1}} \quad \text{Équation 50}$$

$$Pente_{\sigma \rho Saison(i)} = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{nP_k} (Pente_{\rho Saison(i)} - Pente_{\rho P_{k,saison}(i)})^2}{nP_k - 1}} \quad \text{Équation 51}$$

Sur les *Figure 4-17* et *Figure 4-18* sont représentés, respectivement, les profils des pentes de potentiel de corrosion et de résistivité électrique en fonction de la hauteur de mesure pour la saison « été » :

- les pentes entre 2 lignes de mesure horizontales successives des 4 faces de pile prises séparément ;
- la pente moyenne, ainsi que les bornes à +/- 1 fois l'écart-type standard associé, calculées en faisant la moyenne des 4 faces de piles, représentée en trait cyan.

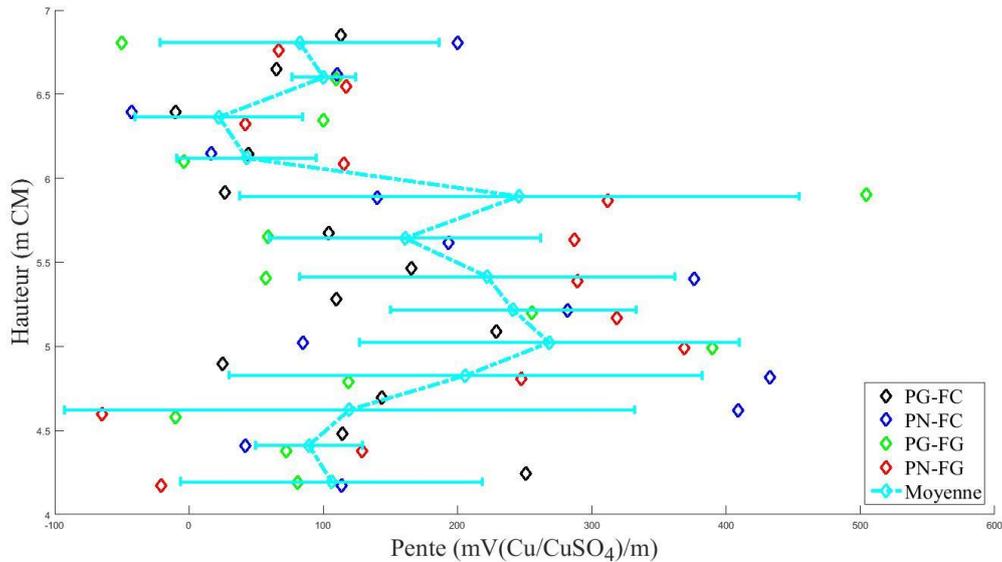


Figure 4-17 : Profils des pentes de potentiel de corrosion pour les 4 faces de pile étudiées et de la pente moyenne avec les écarts-types standards associés pour la saison « été ».

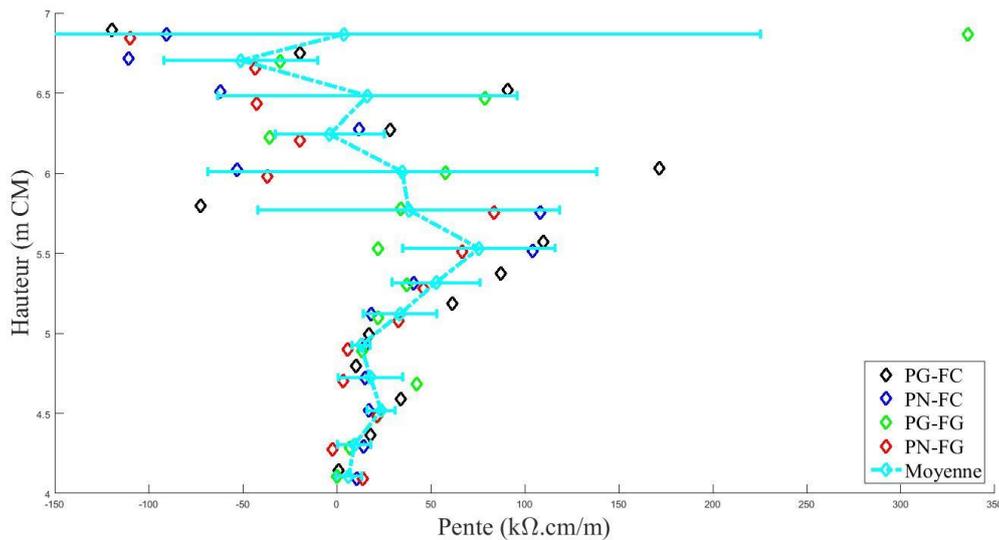


Figure 4-18 : Profils des pentes de résistivité électrique pour les 4 faces de pile étudiées et de la pente moyenne avec les écarts-types standards associés pour la saison « été ».

2.3.1.3 Etape 3 : Classification non-supervisée des données sur les pentes

Présentation de l'algorithme utilisé :

Afin de déterminer les pentes, et donc les points de mesure expérimentaux, appartenant à un même tronçon (*Figure 4-14* et *Figure 4-15*), une méthode de classification non-supervisée des données a été utilisée. Il s'agit de la méthode des nuées dynamiques (*K-means* en anglais)³⁵.

La méthode des *K-means* est un algorithme qui permet de répartir un ensemble de données en un nombre r de classes homogènes, généralement appelées « cluster ». Les individus sont représentés par des points dans un espace ayant pour coordonnées les mesures. L'objectif est de regrouper autant que possible les individus les plus semblables tout en séparant les différents clusters le mieux possible les uns des autres.

L'algorithme inclut un processus itératif. Tout d'abord, r centroïdes (barycentre des classes) sont placés aléatoirement dans l'espace. Ensuite, pour chaque individu la distance euclidienne carrée est calculée entre les r centroïdes ; l'individu sera classé dans le cluster ayant la plus petite distance.

L'espace est ainsi découpé en r zones de points. Le barycentre de chaque cluster est calculé en prenant en compte les coordonnées de tous les individus compris dans le cluster. Le barycentre devient alors le centroïde de la prochaine itération. Puis l'algorithme calcule à nouveau la distance euclidienne carrée entre chaque individu et chaque centroïde, ainsi un nouveau regroupement est effectué...

L'algorithme de calcul est arrêté quand le classement obtenu à l'itération $i+1$ est le même qu'à l'itération i , à une erreur acceptable près. L'algorithme des *K-means* a été codé en utilisant le logiciel de calcul MATLAB® via la Toolbox « Statistics and Machine Learning ».

- Normalisation des données :

Les données doivent être normalisées afin que les variables étudiées aient un poids égal dans le calcul des distances ; ainsi les effets d'échelles sont supprimés dans le calcul des distances. Dans cette étude les données de pente et de hauteur de mesure ont été normalisées entre 0 et 1 : les valeurs maximales sont égales à 1 et les valeurs minimales égales à 0. Les profils des pentes moyennes de potentiel de corrosion (*Figure 4-17*) et de résistivité électrique (*Figure 4-18*) sont, respectivement, présentés sur les *Figure 4-19* et *Figure 4-20*.

³⁵) Cet algorithme est largement décrit dans le Chapitre 6 ; pour cette raison seule une présentation succincte est faite dans les paragraphes suivants.

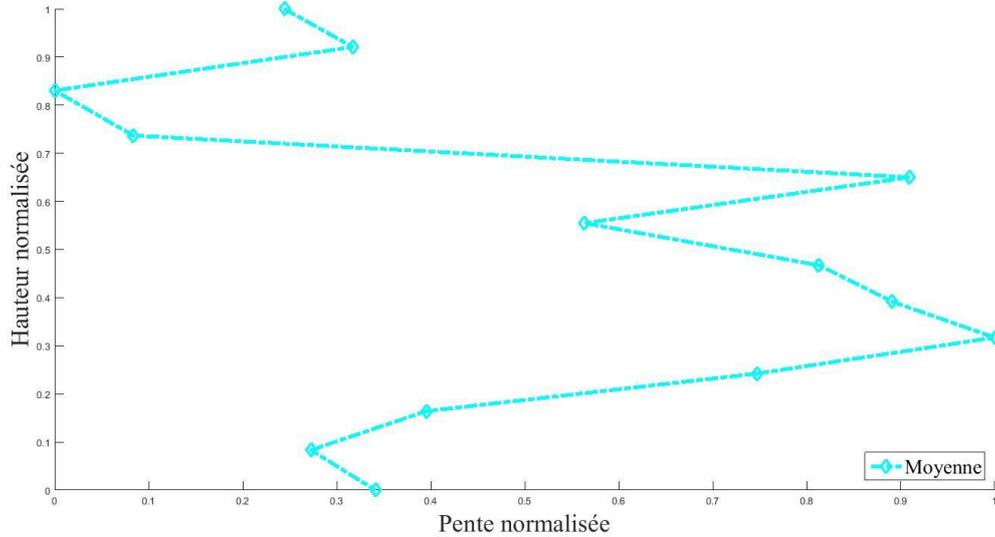


Figure 4-19 : Profil de la pente moyenne de potentiel de corrosion normalisée en fonction de la hauteur de mesure normalisée pour la saison « été ».

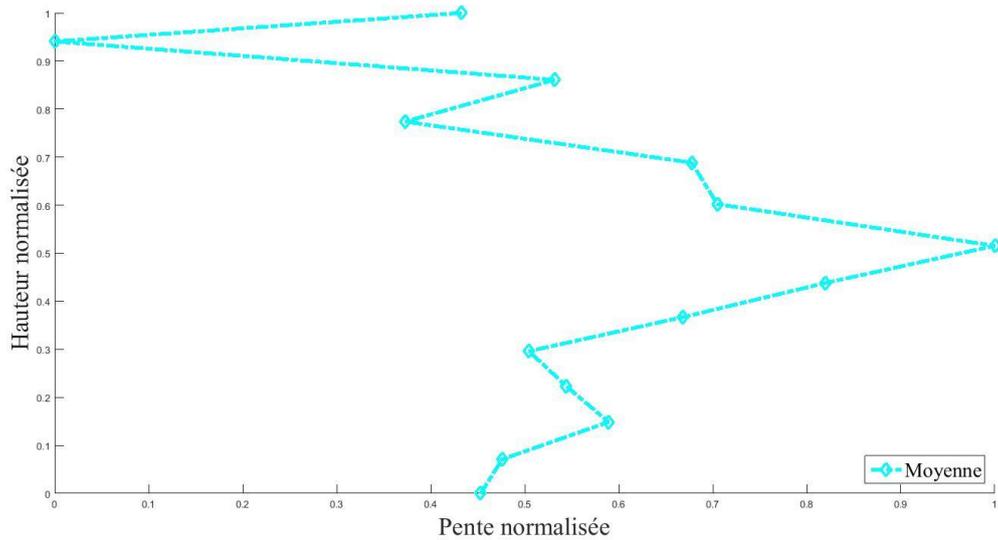


Figure 4-20 : Profil de la pente moyenne de résistivité électrique normalisée en fonction de la hauteur de mesure normalisée pour la saison « été ».

- Nombre de clusters optimal :

Pour utiliser l'algorithme des *K-means*, le nombre de clusters souhaité doit être connu. Ce paramètre est souvent délicat à renseigner. Le nombre de clusters optimal peut être déterminé de manière subjective, « à dire d'expert », sur l'arbre de classification, ou bien de manière objective en utilisant des critères mathématiques : indice de Caliński-Harabasz (noté **CH**), indice **C***, indice Γ ... Le Chapitre 6 propose une présentation complète des critères mathématiques les plus souvent utilisés.

D'après la littérature sur les structures métalliques [Gjørnv 2014, Boero 2010, Mehta 2002, Sandberg 1996, Rostam 1989, Schumacher 1979], sur la surface d'investigation (3 m de haut), 3 zones d'exposition spécifiques du milieu maritime devraient être représentées (Figure 4-10), ce que semblent

indiquer, également, les profils moyens (*Figure 4-14* et *Figure 4-15*). Cela impliquerait une classification des données en 3 clusters. Cependant, il est possible que les structures en béton armé aient un comportement vis-à-vis de la corrosion différent de celui des structures métalliques.

Dans cette étude, il a été choisi d'utiliser l'indice **CH** dans la suite. Il permet de comparer l'inertie de chaque cluster avec les autres en mesurant la dissimilarité inter-cluster par rapport à celle intra-cluster. Autrement dit, il s'agit de minimiser les variations à l'intérieur des classes et de maximiser la différence entre ces classes [Caliński 1974]. La valeur maximale de l'indice CH indique le nombre de clusters optimal pour réaliser la classification des données. Les auteurs précisent [Caliński 1974] que ce n'est pas la valeur absolue qui compte, mais plutôt la tendance de l'ensemble des valeurs calculées.

Ici, les indices **CH** ont été calculés pour une classification en 2, 3 ou 4 clusters, à partir des profils moyens des pentes de potentiel de corrosion et de résistivité électrique normalisées en fonction de la hauteur de mesure normalisée (*Figure 4-19* et *Figure 4-20*). Les indices CH obtenus pour chaque saison sont présentés dans le *Tableau 4-4*.

Tableau 4-4 : Indices de Caliński-Harabasz calculés à partir des profils des pentes moyennes de potentiel de corrosion et de résistivité électrique normalisés en fonction de la hauteur de mesure normalisée pour les 4 saisons.

Critère de Caliński-Harabasz (%)	Potentiel de corrosion				Résistivité électrique			
	Saison	Nombre de clusters			Saison	Nombre de clusters		
		2	3	4		2	3	4
	Hiver	20	41,2	36,1	Hiver	20,5	27,6	26,5
	Printemps	23,4	31,3	30,0	Printemps	15,6	20,6	30,8
	Été	23,4	39,0	34,4	Été	12,8	23,0	17,9
	Automne	14,2	13,2	25,0	Automne	20,4	37,8	22,6

D'après le *Tableau 4-4*, la majorité des essais (6/8), présentés en caractère gras, indiquent que 3 clusters est le nombre de clusters optimal pour réaliser la classification des profils des pentes moyennes normalisées en fonction de la hauteur de mesure normalisée.

Résultats de la classification non-supervisée des données :

En utilisant un nombre de clusters égal à 3 (*Tableau 4-4*), l'algorithme des *K-means* a pu être appliqué sur les données normalisées (*Figure 4-19* et *Figure 4-20*). Les résultats obtenus sont présentés sur les *Figure 4-21* et *Figure 4-22*, pour la saison « été ».

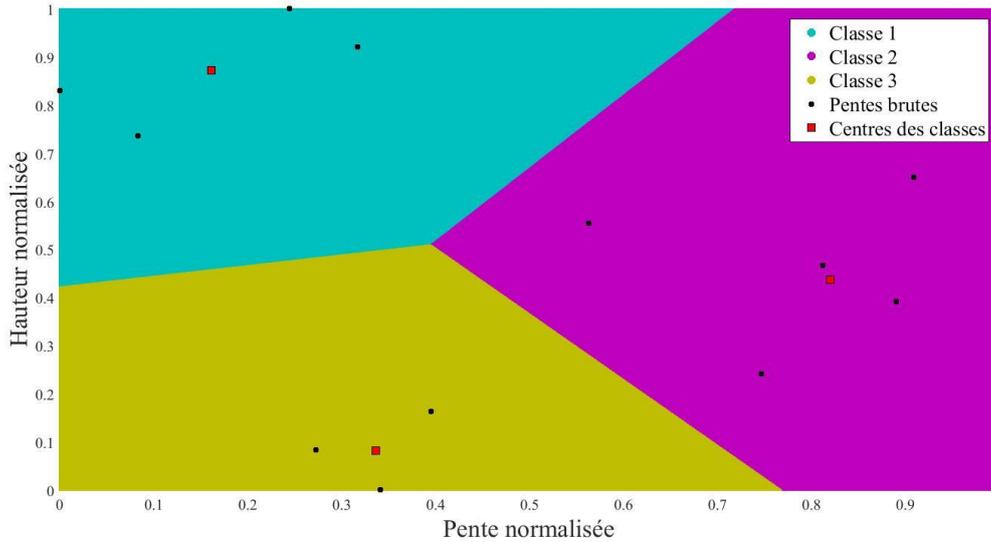


Figure 4-21 : Classification non-supervisée des données en 3 cluster du profil de la pente moyenne de potentiel de corrosion normalisée en fonction de la hauteur de mesure normalisée pour la saison « été ».

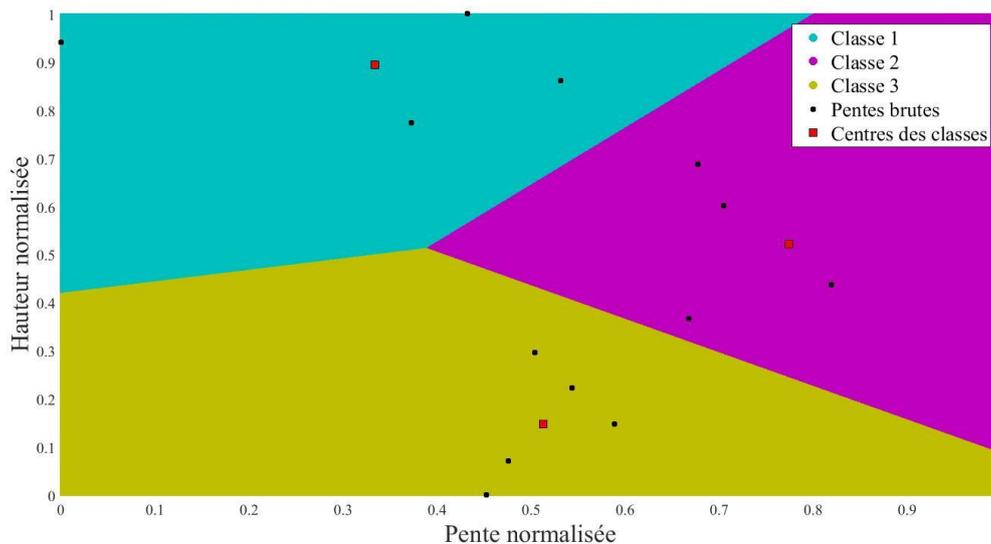


Figure 4-22 : Classification non-supervisée des données en 3 cluster du profil de la pente moyenne de résistivité électrique normalisée en fonction de la hauteur de mesure normalisée pour la saison « été ».

L'analyse des résultats des classifications non-supervisées des données (Figure 4-21 et Figure 4-22) s'avère suffisante, puisque les pentes de potentiel de corrosion et de la résistivité électrique ont été regroupées dans trois classes distinctes par rapport à la hauteur de mesure.

D'après les données des pentes de potentiel de corrosion :

- la frontière entre les classes de comportement Classe 1 et la Classe 2 est située entre les pentes 4 et 5 (en partant du haut) qui correspondent à des hauteurs de mesure entre +6,12 et +5,89 m CM ;

- la frontière entre les classes de comportement Classe 2 et la Classe 3 est située entre les pentes 10 et 11 (en partant du haut) qui correspondent à des hauteurs de mesure entre +4,83 et +4,62 m CM.

D'après les données des pentes de la résistivité électrique :

- la frontière entre les classes de comportement Classe 1 et la Classe 2 est située entre les pentes 4 et 5 (en partant du haut) qui correspondent à des hauteurs de mesure entre +6,23 et +6,00 m CM ;
- la frontière entre les classes de comportement Classe 2 et la Classe 3 est située entre les pentes 9 et 10 (en partant du haut) qui correspondent à des hauteurs de mesure entre +5,11 et +4,92 m CM.

Pour illustrer ces différentes étapes de traitement, seuls les résultats obtenus pour la saison estivale ont été présentés. Les données acquises pour les 3 autres saisons, ont été étudiées en suivant exactement la même démarche. Le *Tableau 4-5* synthétise les résultats des classifications non-supervisées des données obtenus pour les 4 saisons étudiées.

Tableau 4-5 : Synthèse des positions altimétriques des frontières entre les tronçons classés par la méthode de classification non-supervisée.

Position altimétrique des frontières entre les classes de comportement (+ m CM)	Potentiel de corrosion		Résistivité électrique	
	Classe 1 et Classe 2	Classe 2 et Classe 3	Classe 1 et Classe 2	Classe 2 et Classe 3
Hiver	5,64 – 5,89	4,62 – 4,83	5,77 – 6,00	4,92 – 5,11
Printemps	5,64 – 5,89	4,62 – 4,83	5,77 – 6,00	5,11 – 5,31
Été	5,89 – 6,12	4,62 – 4,83	6,00 – 6,23	4,92 – 5,11
Automne	5,89 – 6,12	4,83 – 5,02	5,77 – 6,00	4,92 – 5,11

Les résultats obtenus par saison (*Tableau 4-5*) peuvent être compilés de façon à affiner la position altimétrique des frontières entre les classes. En effet, il est possible de déterminer des intervalles de frontières plus fin, puisque les plages de potentiel de corrosion et de résistivité électrique ont une partie commune, la précision étant imposée par la distance entre les armatures horizontales ou les mailles. Le *Tableau 4-6* résume les résultats obtenus.

Tableau 4-6 : Position des frontières et plage de chevauchement entre les zones d'expositions spécifiques d'après les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique pour l'ensemble des saisons.

Position altimétrique des frontières entre les classes de comportement (+ m CM)	Potentiel de corrosion	Résistivité électrique	Chevauchement
Classe 1 et Classe 2	5,64 – 6,12	6,00 – 6,23	6,00 – 6,12
Classe 2 et Classe 3	4,62 – 5,02	4,92 – 5,31	4,92 – 5,02

Ces résultats mettent en lumière que les positions des zones d'expositions spécifiques du milieu maritime sont les mêmes pour les deux types de mesure considérés, ce qui est un élément très intéressant pour le diagnostic.

2.3.2 Identification des zones d'exposition spécifiques du milieu maritime – Comparaison avec celles des structures métalliques

Les classifications non-supervisées des données ont permis de définir les positions altimétriques des trois classes, qui sont représentatives de trois comportements des mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique (*Tableau 4-6*). L'objectif de cette partie est de déterminer si ces différentes classes correspondent aux zones d'exposition spécifiques du milieu maritime pour un ouvrage en béton armé. La comparaison des positions des zones d'exposition spécifiques du milieu maritime pour les structures métalliques (*Tableau 4-3*) et des classes déterminées pour les structures en béton armé (*Tableau 4-6*) est présentée dans le *Tableau 4-7*.

Tableau 4-7 : Hauteurs d'eau et coefficient de marée associés aux frontières entre les différentes zones d'exposition théoriques éprouvées dans la littérature (structures métalliques) et expérimentales (structures en béton armé).

Position des frontières entre les zones d'exposition spécifique	Structures métalliques	
	Hauteur d'eau (+ m CM)	Coefficient de marée
Atmosphérique et éclaboussures	6,00	95
Eclaboussures et marnage	5,45	70
Position des frontières entre les classes de comportement	Structures en béton armé (Pont de l'île de Ré)	
	Hauteur d'eau (+ m CM)	Coefficient de marée
Classe 1 et Classe 2	6,00 – 6,12	95 – 101
Classe 2 et Classe 3	4,92 – 5,02	46 – 51

2.3.2.1 Frontière entre la zone atmosphérique et la zone d'éclaboussures

Pour les structures métalliques, la frontière entre la zone atmosphérique et la zone d'éclaboussures est définie pour un coefficient de marée égal à 95, soit une hauteur d'eau de +6,00 m CM. Pour le pont de l'île de Ré, la frontière entre les classes de comportement 1 et 2 est comprise entre des coefficients de marée de 95 à 101, ce qui correspond à des hauteurs d'eau de +6,00 à +6,12 m CM. La frontière définie pour le béton armé est très proche de la frontière définie pour l'acier avec une différence minimale nulle et une différence maximale de 12 cm.

Les hauteurs d'eau correspondant aux coefficients de marées sont calculées pour des conditions climatiques idéales, c'est-à-dire avec une pression atmosphérique constante de 1013,25 hPa et un vent nul. Or, ces conditions sont très rarement réunies. La pression atmosphérique joue un rôle très important sur les hauteurs d'eau, une dépression provoque une élévation du niveau de l'eau tandis qu'une surpression provoque son abaissement. Le vent, selon sa force, déplace des masses d'eau plus ou

moins importantes, ce qui joue également un rôle important sur les hauteurs d'eau. Les variations de hauteur d'eau observées par rapport aux prédictions sont appelées décotes et surcotes. Il est généralement admis que les niveaux d'eau donnés par les marégraphes (niveaux d'eau théoriques) sont précis à +/- 20 cm [SHOM 2014].

En prenant en compte le phénomène de décotes/surcotes lié aux conditions environnementales, la frontière entre les classes de comportement 1 et 2 peut être assimilée à la frontière entre les zones atmosphérique et d'éclaboussures définie pour les structures métalliques. Cela revient à dire que la Classe 1 correspond à la zone atmosphérique.

2.3.2.2 Frontière entre la zone d'éclaboussures et la zone de marnage

Pour les structures métalliques, la frontière entre la zone d'éclaboussures et la zone de marnage est définie pour un coefficient de marée égal à 70, soit une hauteur d'eau de +5,45 m CM. Pour le pont de l'île de Ré, la frontière entre les classes de comportement 2 et 3 est comprise entre les coefficients de marée 46 et 51, ce qui correspond à des hauteurs d'eau de +4,92 m à +5,02 CM. La frontière définie pour le béton armé est éloignée de la frontière définie pour l'acier avec une différence minimale de 43 cm et une différence maximale de 53 cm.

Le phénomène de décotes/surcotes lié aux conditions environnementales n'est pas suffisant pour expliquer une telle différence d'altimétrie, pas plus que le pas de mesure. Pour cette raison, il est supposé que le comportement vis-à-vis de la corrosion des structures en béton armé peut être différent de celui des structures métalliques exposées au milieu marin, pour ce qui est de cette frontière entre zones.

En prenant en compte cette considération, la frontière entre les classes de comportement 2 et 3 peut être considérée comme étant le passage de la zone d'éclaboussures à la zone de marnage. Cela revient à dire que la Classe 2 correspond à la zone d'éclaboussures et la Classe 3 à la zone de marnage.

2.3.3 Conclusion

Cette étude spécifique a permis de déterminer la position des zones d'exposition spécifiques du milieu maritime pour une structure en béton armé, le pont de l'île de Ré, dans l'environnement d'exposition de La Rochelle – La Pallice, comme c'est déjà le cas pour les structures métalliques.

Dans un premier temps, les résultats obtenus ont été comparés à ceux présents dans la littérature concernant les structures métalliques. Il en ressort que la frontière entre les zones d'expositions d'éclaboussures et atmosphérique est située à la même altimétrie quel que soit le type de structure, aux erreurs de hauteurs d'eau près liées au phénomène de décotes/surcotes. En revanche, l'altimétrie de la frontière entre les zones d'expositions de marnage et d'éclaboussures est différente entre les structures en béton armé et les structures métalliques, elle est située entre 43 et 53 cm plus bas pour les structures en béton armé.

Les résultats ayant été obtenus pour des saisons différentes et pour deux techniques de mesure, il est considéré qu'ils ont vocation à être généraux. Dans la suite de ce manuscrit de thèse, les positions des

zones d'exposition caractéristiques du milieu maritime déterminées pour les structures en béton armé (*Tableau 4-7*), ont été utilisées comme données de référence pour étudier l'effet du phénomène de marnage sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique.

2.4 Influence du phénomène de marnage sur les mesures

L'objectif de cette étude est d'étudier l'influence du phénomène de marnage sur le diagnostic de corrosion. Pour cela, les effets de la zone d'exposition spécifique au milieu maritime ont été filtrés, afin d'obtenir les profils de « référence » des mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique. En effet, le chapitre précédent a mis en évidence que l'exposition d'un ouvrage au milieu maritime rendait très difficile l'interprétation des données brutes du diagnostic de corrosion par les documents proposés dans la littérature, en renvoyant un état de dégradation alarmiste de l'ouvrage.

2.4.1 Méthodologie de traitement séquentielle

Pour déterminer l'influence du phénomène de marnage sur les mesures du diagnostic de corrosion, deux hypothèses ont été faites. Premièrement, il a été supposé que l'exposition du béton aux cycles humidification/séchage a une incidence sur les évolutions du potentiel de corrosion et de la résistivité électrique en fonction de la hauteur de mesure indépendamment du risque de corrosion qu'elle peut engendrer ; c'est pourquoi les faces de pile FC et FG ont été étudiées séparément. Puis, il a été supposé que pour déterminer les profils de « référence » des mesures, les données utilisées ne doivent pas être biaisées par l'impact des conditions météorologiques. Comme les mesures ont été acquises pour les 4 saisons, où les conditions météorologiques étaient bien différentes, il a été décidé, que pour s'affranchir des biais de mesure liés à la météorologie, les « vraies » mesures pouvaient être obtenues en faisant la moyenne des données obtenues pour les 4 saisons. Ceci peut s'avérer être une hypothèse importante, compte tenu que les résultats obtenus pour caractériser les zones d'exposition spécifiques du milieu maritime sont différents suivant les saisons (*Tableau 4-5*).

L'étude du phénomène de marnage sur les mesures repose sur la détermination des tronçons correspondant aux différents comportements des mesures dans les zones d'exposition spécifiques du milieu maritime, comme observé précédemment (*Figure 4-14* et *Figure 4-15*). Les paragraphes suivants présentent les différentes étapes de traitement des données jusqu'à l'obtention des profils de « référence » des mesures.

La *Figure 4-23* présente l'organigramme de la méthodologie de traitement utilisée pour étudier l'impact du phénomène de marnage sur les mesures, et obtenir les profils de « référence » des mesures. Pour illustrer ces différentes étapes de traitement, seuls les résultats obtenus pour la face de pile FC sont présentés.

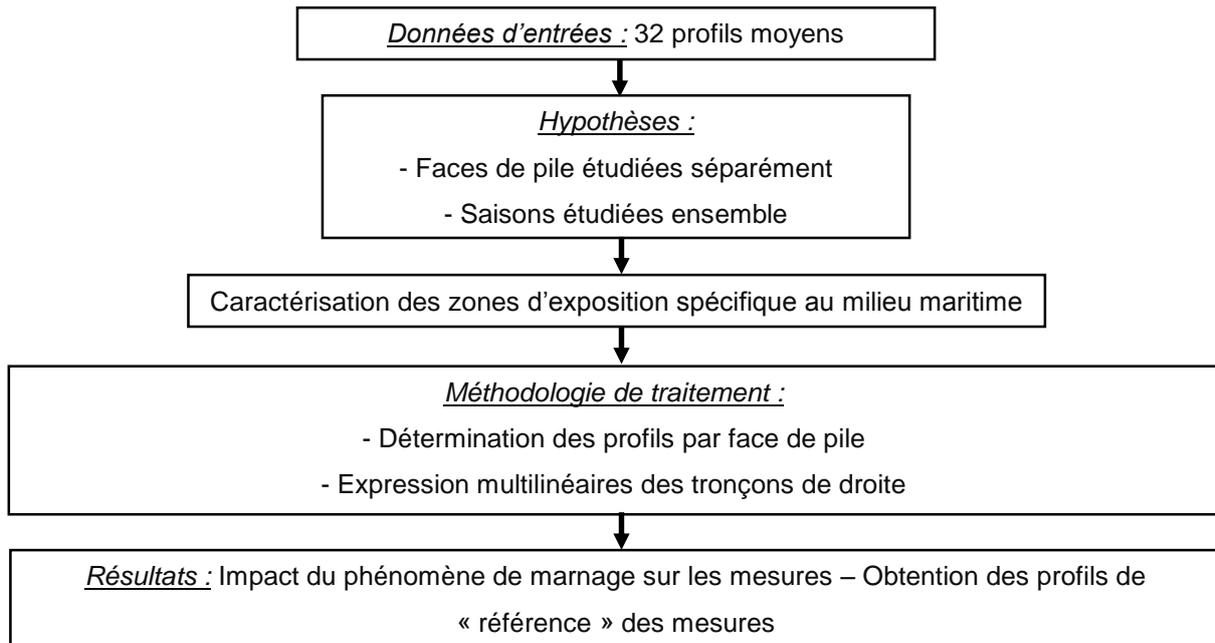


Figure 4-23 : Organigramme de la méthodologie de traitement utilisée pour étudier l'impact du phénomène de marnage sur les mesures.

2.4.1.1 Etape 1 : Détermination des profils par face de pile

Les profils par face de pile ont été déterminés en faisant la moyenne des profils moyens obtenus sur les 2 piles pour les 4 saisons (Figure 4-8 et Figure 4-9). Les Figure 4-24 et Figure 4-25 présentent respectivement les profils, et les écarts-types standards associés, du potentiel de corrosion et de la résistivité électrique en fonction de la hauteur de mesure pour la face de pile FC.

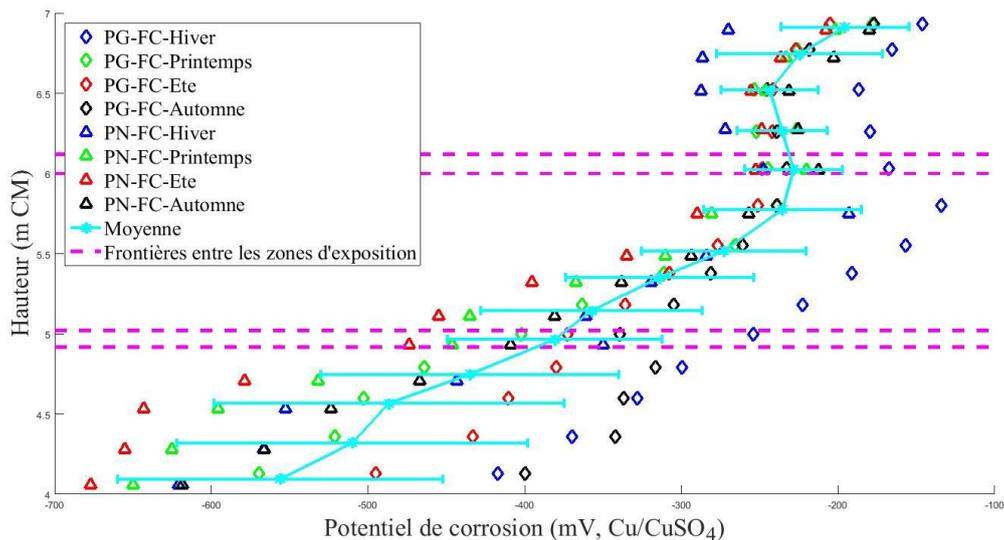


Figure 4-24 : Profil du potentiel de corrosion et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour la face de pile FC.

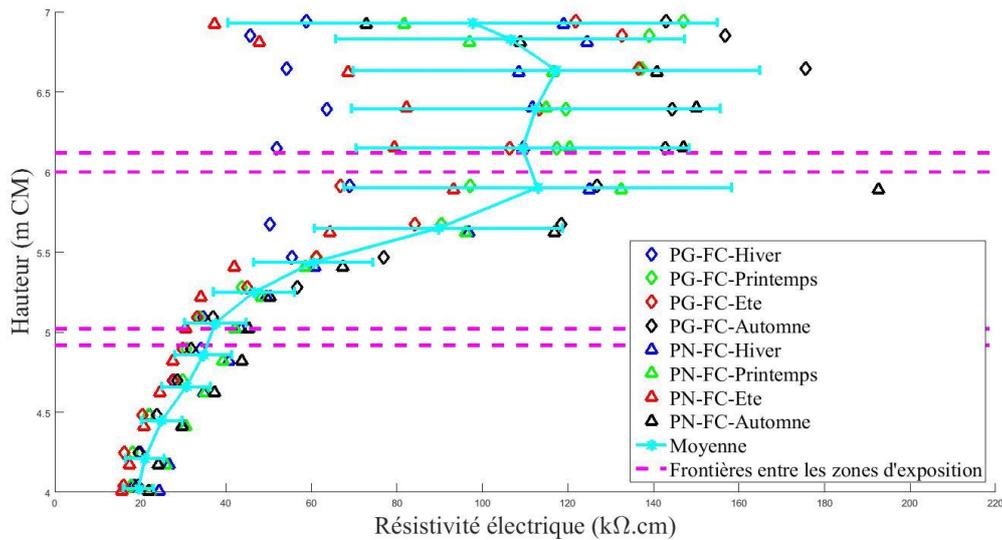


Figure 4-25 : Profil de la résistivité électrique et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure pour la face de pile FC.

2.4.1.2 Etape 2 : Expression multilinéaires des tronçons de droite

Entre les frontières, les tendances ne sont pas connues ; en l'absence de toute information, elles ont été supposées linéaires. La modélisation des profils de « référence » des mesures consiste donc à déterminer les tronçons de droite des mesures situées dans les différentes zones d'exposition spécifiques du milieu maritime.

Potentiel de corrosion des armatures :

Les profils de « référence » des mesures de potentiel de corrosion pour les faces de pile FC et FG sont présentés sur la *Figure 4-26*. Les paramètres des tronçons de droite, ainsi que les coefficients de régression, sont indiqués dans le *Tableau 4-8*. Il faut noter, que les paramètres des tronçons de droite indiqués dans le *Tableau 4-8* expriment les mesures en fonction de la hauteur de mesure, contrairement à la *Figure 4-26*, qui présente la hauteur en fonction des mesures.

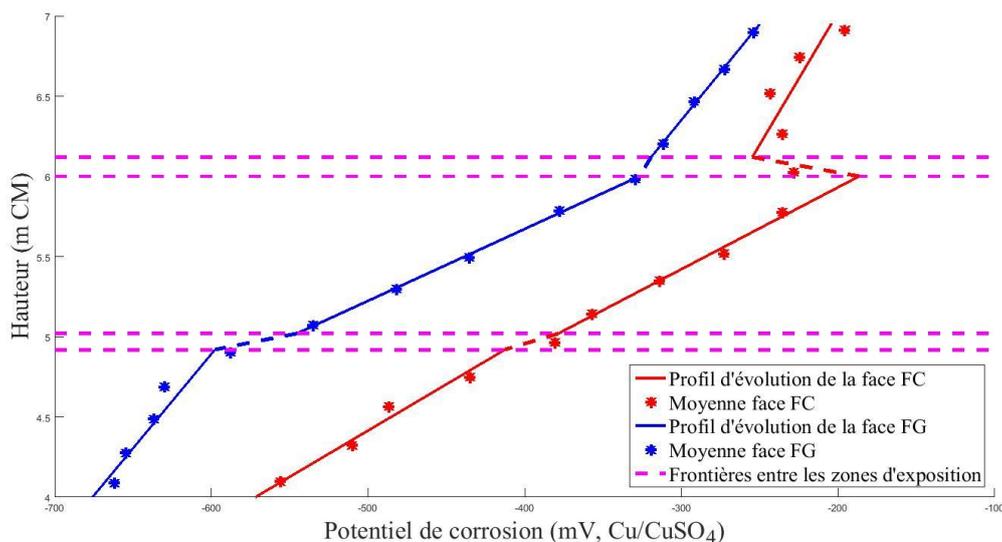


Figure 4-26 : Profils de « référence » du potentiel de corrosion suivant la hauteur de mesure pour les faces de pile FC et FG.

Tableau 4-8 : Paramètres des régressions linéaires utilisées pour définir les profils de « référence » de potentiel de corrosion des faces de pile FC et FG.

Zones d'exposition spécifique du milieu maritime	Face C			Face G		
	Pente (mV/m)	Ordonnée à l'origine (mV)	R ²	Pente (mV/m)	Ordonnée à l'origine (mV)	R ²
Atmosphérique	60,7	-623,2	0,66	83,6	-830,9	1
Eclaboussures	195,9	-1361,8	0,99	223,1	-1665,2	1
Marnage	173,2	-1264,8	0,97	85,0	-1015,9	0,91

Les profils de « référence » de potentiel de corrosion (Figure 4-26), mettent en évidence que la modélisation multilinéaire des profils des mesures est très convenable. Ceci est confirmé par les coefficients de régression (Tableau 4-8), qui sont compris supérieurs à 0,91, excepté pour 1 cas sur 6. Ces valeurs sont représentatives d'une forte dépendance entre les potentiels de corrosion et la hauteur de mesure. Cependant, le coefficient de régression sur la zone atmosphérique en face de pile FC est plus faible, il est égal à 0,66.

De plus, les évolutions du potentiel de corrosion entre les faces de pile FC et FG sont différentes. En effet, la face de pile FG présente des potentiels de corrosion plus électronégatifs que la face de pile FC. La littérature s'accorde sur le fait que le potentiel de corrosion mesuré sur un béton sec est moins électronégatif que sur béton humide (Tableau 1-4) [Sabri 2013, Hussain 2011b, Elsener 2003, Snyder 2003, Carino 1999, Elsener 1992, Aguilar 1990, Elsener 1990], il est, également, reconnu [Bertolini 2013, Elsener 1992, Elsener 1990, Arup 1983] qu'une faible teneur en oxygène implique des potentiels très électronégatifs (Figure 4-27). Ce constat pourrait expliquer la différence de comportement entre les faces de pile FC et FG, à savoir que la face de pile FC est la plus exposée aux cycles

humidification/séchage contrairement à la face de pile FG qui est protégée, ce qui confirmerait l'hypothèse faite en début d'étude.

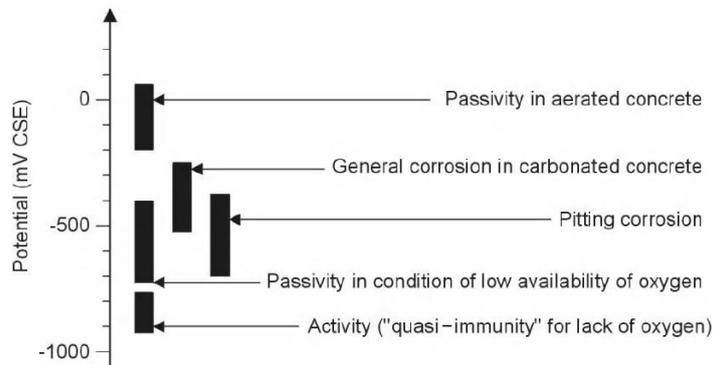


Figure 4-27 : Corrélation entre les valeurs de potentiel de corrosion et l'état de corrosion des armatures en acier carbone [Bertolini 2013].

Résistivité électrique du béton :

Les profils de « référence » des mesures de résistivité électrique pour les faces de pile FC et FG sont présentés sur la Figure 4-28. Les paramètres des tronçons de droite, ainsi que les coefficients de régression, sont indiqués dans le Tableau 4-9. Comme précédemment, les paramètres des tronçons de droite expriment les mesures en fonction de la hauteur de mesure

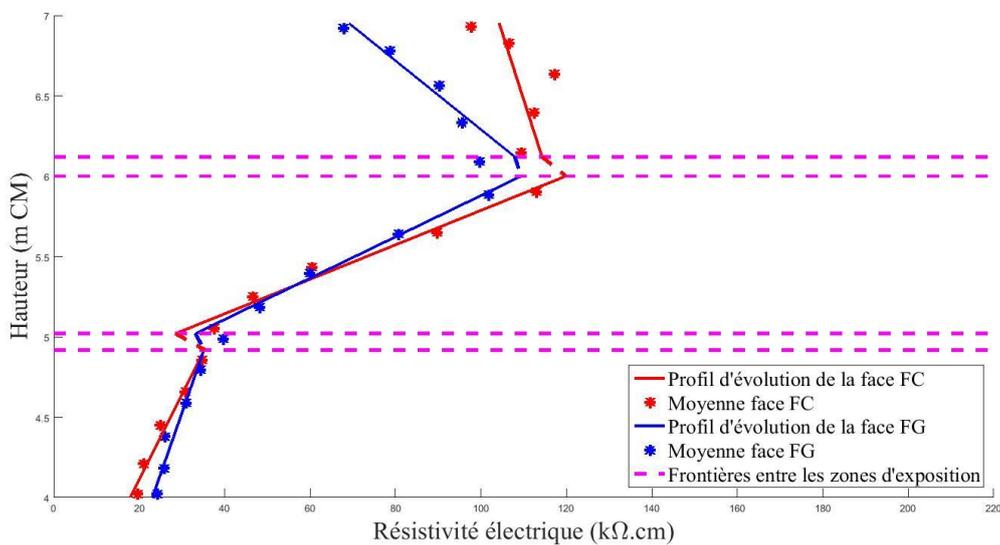


Figure 4-28 : Profils de « référence » de la résistivité électrique suivant la hauteur de mesure pour les faces de pile FC et FG.

Tableau 4-9 : Paramètres des régressions linéaires utilisées pour définir les profils de « référence » de la résistivité électrique des faces de pile FC et FG.

Zones d'exposition spécifique du milieu maritime	Face C			Face G		
	Pente (kΩ.cm/m)	Ordonnée à l'origine (kΩ.cm)	R ²	Pente (kΩ.cm/m)	Ordonnée à l'origine (kΩ.cm)	R ²
Atmosphérique	-12,1	-188,1	0,28	-46,7	393,6	0,94
Eclaboussures	93,2	-439,4	0,97	77,8	-357,2	0,99
Marnage	19,0	-58,0	0,97	13,1	-29,4	0,92

Les profils de « référence » de la résistivité électrique (*Figure 4-28*), mettent en évidence que la modélisation multilinéaire des profils des mesures est très convenable. Ceci est confirmé par les coefficients de régression (*Tableau 4-9*), qui sont compris entre 0,92 et 0,99 (pour cinq d'entre eux). Ces valeurs sont représentatives d'une forte dépendance entre la résistivité électrique du béton et la hauteur de mesure. Cependant, le coefficient de régression sur la zone atmosphérique en face de pile FC est très faible, il est égal à 0,28. Un coefficient de régression proche de zéro signifie que la variable Y (résistivité électrique) ne dépend pas linéairement de la variable X (hauteur de mesure) : la covariance entre ces deux variables est presque nulle et la régression linéaire qui en découle est une droite horizontale. Cela signifie que le comportement de cette zone particulière se rapproche d'une évolution constante horizontale.

De plus, les évolutions de la résistivité électrique entre les faces de pile FC et FG diffèrent en fonction de la hauteur de mesure : dans les zones d'exposition de marnage et d'éclaboussures les comportements des 2 faces de pile sont quasiment identiques, alors que dans la zone atmosphérique la face de pile FC présente un béton plus résistif que celui de la face de pile FG. La littérature s'accorde sur le fait que le degré de saturation en eau du béton a un impact sur la résistivité électrique du matériau (*Tableau 1-5*) [Polder 2001, Polder 2000, Fiore 1996, Polder 1994a, Polder 1994b, Polder 1991, Woelfl 1979], et plus particulièrement la couche de surface [Naar 2006, Lataste 2003, Lataste 2002, Lataste 2001]. Une nouvelle fois, c'est ce qui pourrait expliquer la différence de comportement entre les faces de pile FC et FG et cela permettrait de valider l'hypothèse faite en début d'étude, à savoir que la face de pile FC est la plus exposée aux cycles humidification/séchage contrairement à la face de pile FG qui est protégée.

2.4.2 Conclusion

Cette étude a permis de déterminer les profils de « référence » des mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique suivant la hauteur de mesure. Ces résultats sont considérés comme étant représentatifs de l'effet du phénomène de marnage sur les mesures du diagnostic de corrosion.

Dans chaque zone d'exposition spécifique au milieu maritime, les évolutions des mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique ont été assimilées à des segments de droites. Il a été montré

que les profils de « référence » de ces 2 mesures sont différents sur les faces de pile FC et FG. Ils sont très différents pour le potentiel de corrosion sur toute la hauteur de mesure, alors que pour la résistivité électrique, ils ont semblables en partie basse (zone de marnage et zone d'éclaboussures) et différents en zone atmosphérique. Ceci peut être expliqué par l'exposition du béton aux cycles humidification/séchage, différente suivant les faces de pile, qui implique des gradients de teneur en eau et en oxygène dans le béton de surface.

Dans la suite de ce manuscrit de thèse, les profils de « référence » de potentiel de corrosion et de la résistivité électrique ont été utilisés comme données de base pour étudier l'impact de la saisonnalité sur les mesures de diagnostic de corrosion. En effet, ces profils ont été assimilés à un « blanc » de potentiel de corrosion et de résistivité électrique qui sera retranché aux données brutes, afin de s'affranchir de l'influence du phénomène de marnage.

2.5 Influence de la saisonnalité

L'objectif de cette étude est de déterminer l'influence de la saisonnalité sur le diagnostic de corrosion. Pour cela, les profils des mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique suivant la hauteur de mesure ont été déterminés pour chaque saison. En effet, la littérature s'accorde sur le fait que les conditions climatiques (température et humidité relative) ont une influence sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique, en modifiant la teneur en eau en surface du béton [Hussain 2011b, Ryu 2011, Hussain 2010, Basheer 2001a, Andrade 1999].

2.5.1 Méthodologie de traitement séquentielle

Des études publiées dans la littérature [Elsener 2003, Naish 1990, Vassie 1978] ont montré que les mesures de potentiel de corrosion avant et après une averse de pluie étaient décalées d'un biais constant de l'ordre de -100 mV. A partir de ce constat, pour déterminer l'impact de la saisonnalité sur les mesures de diagnostic de corrosion, il a été supposé que l'impact de la saisonnalité impliquait un biais constant sur les mesures.

L'étude de la saisonnalité sur les mesures repose ainsi sur la détermination des profils par saison, du potentiel de corrosion et de la résistivité électrique, et une modélisation par des profils parallèles aux profils de « référence » (*Figure 4-26* et *Figure 4-28*). Les paragraphes suivants présentent les différentes étapes de traitement des données jusqu'à l'obtention des profils des mesures par saison.

La *Figure 4-29* présente l'organigramme de la méthodologie de traitement utilisée pour prendre en compte l'impact de la saisonnalité sur les mesures, et obtenir les profils des mesures par saison. Pour illustrer ces différentes étapes de traitement, seuls les résultats obtenus pour la face de pile FC sont présentés.

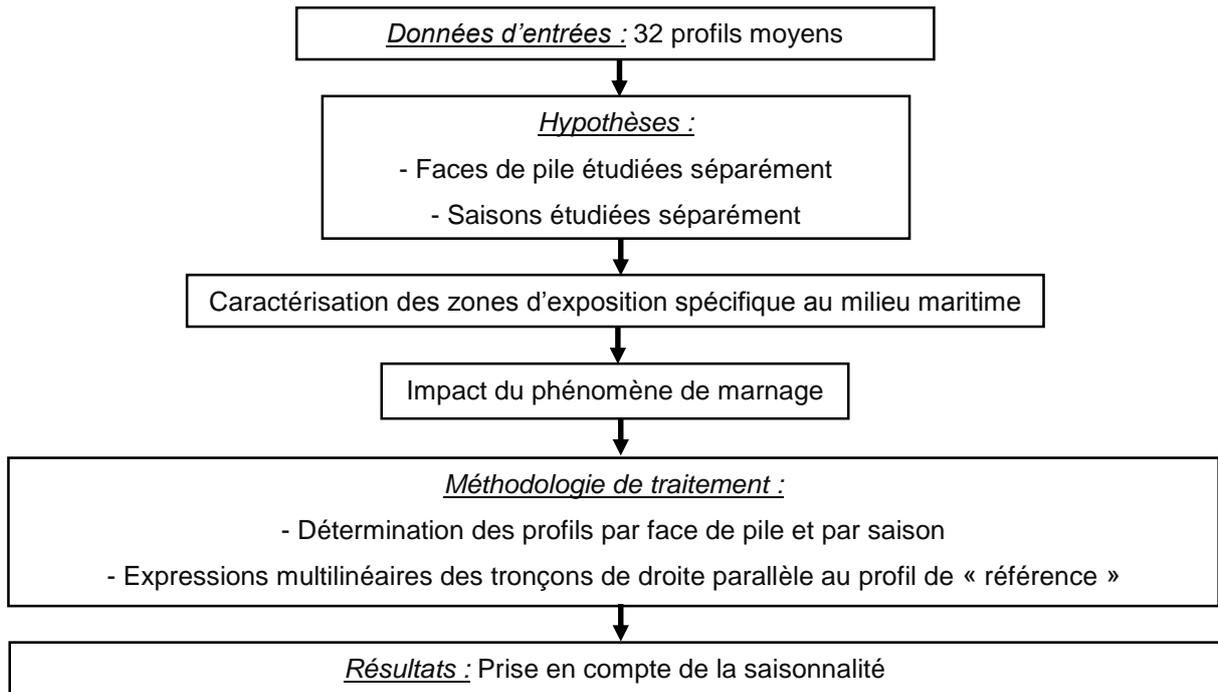


Figure 4-29 : Organigramme de la méthodologie de traitement utilisée pour prendre en compte la saisonnalité.

2.5.1.1 Etape 1 : Détermination des profils par face de pile et par saison

Les profils par face de pile et par saison ont été déterminés en faisant la moyenne des profils moyens obtenus sur les 2 piles à chaque saison (Figure 4-8 et Figure 4-9). Les Figure 4-30 et Figure 4-31 présentent, respectivement, les profils par saison, et les écarts-types standards associés, du potentiel de corrosion et de la résistivité électrique en fonction de la hauteur de mesure pour la face de pile FC.

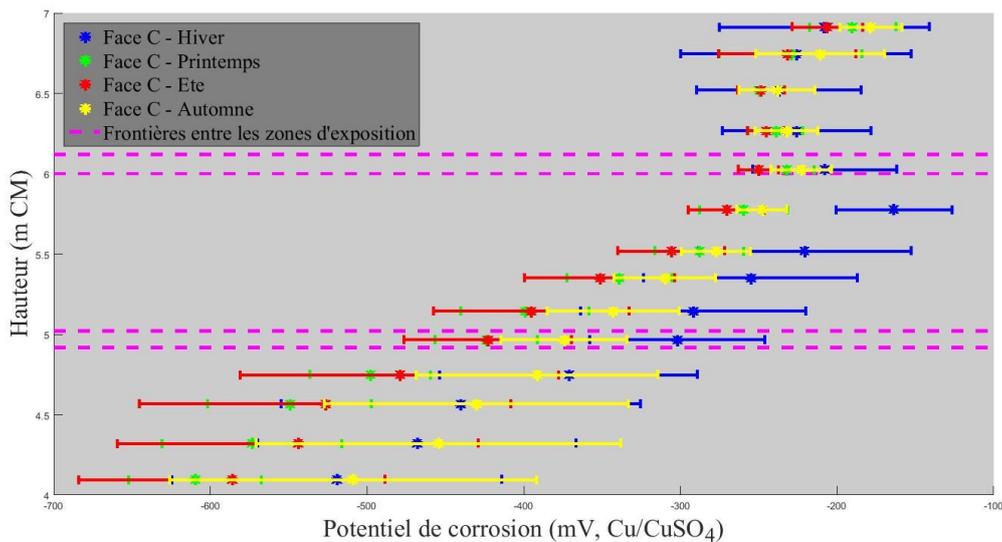


Figure 4-30 : Profils du potentiel de corrosion et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure par saison pour la face de pile FC.

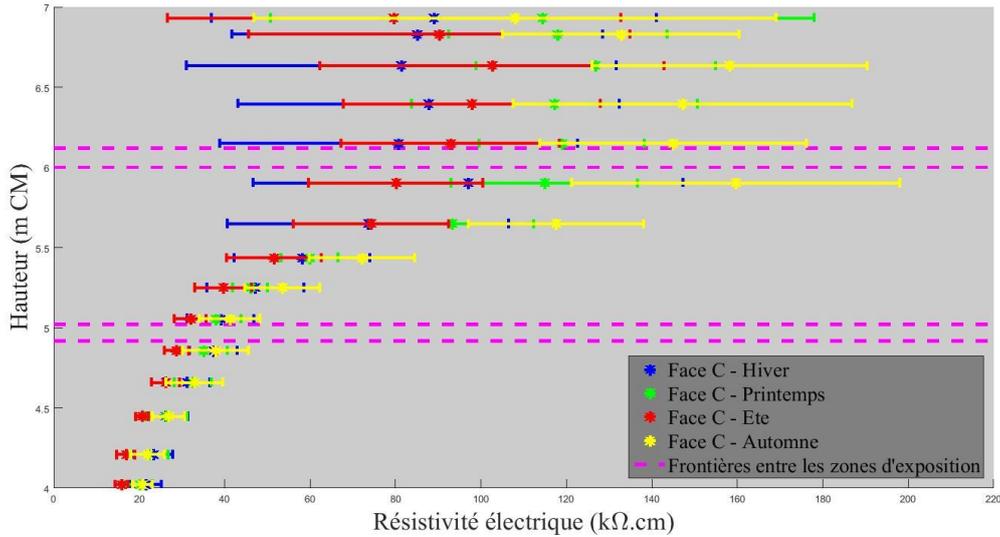


Figure 4-31 : Profils de la résistivité électrique et des écarts-types standards associés en fonction de la hauteur de mesure par saison pour la face de pile FC.

2.5.1.2 Etape 2 : Expressions multilinéaires des tronçons de droite parallèle au profil de « référence »

La modélisation des profils des mesures par saison consiste à déterminer les équations des tronçons de droite parallèles aux profils de « référence » des mesures (Figure 4-26 et Figure 4-28), situées dans les différentes zones d'exposition spécifiques du milieu maritime. Plus concrètement, la démarche consiste à fixer la pente (Tableau 4-8 et Tableau 4-9) et déterminer l'ordonnée à l'origine qui renvoie le meilleur ajustement linéaire. Comme précédemment, entre les frontières, les tendances ne sont pas connues ; en l'absence de toute information, elles ont été supposées linéaires.

Potentiel de corrosion des armatures :

Les profils par saison des mesures de potentiel de corrosion pour les faces de pile FC et FG sont, respectivement, présentés sur les Figure 4-32 et Figure 4-33. Sur ces figures, sont également représentées, en trait noirs, les profils de « référence » des mesures (Figure 4-26). Les paramètres des tronçons de droite, ainsi que les coefficients de régression, sont indiqués dans le Tableau 4-10. Comme précédemment, les paramètres des tronçons de droite expriment les mesures en fonction de la hauteur de mesure, contrairement aux Figure 4-32 et Figure 4-33 qui présente la hauteur en fonction des mesures.

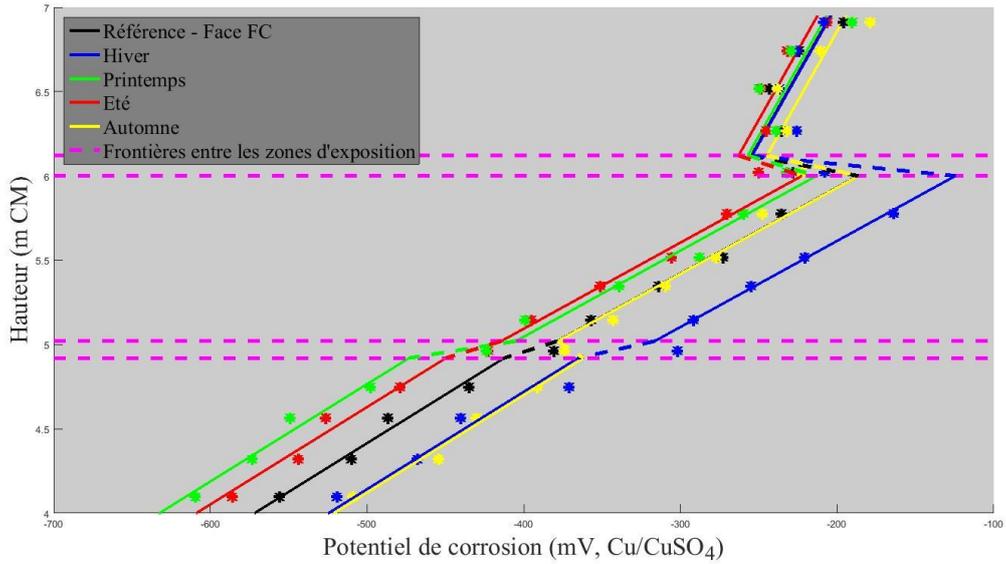


Figure 4-32 : Profils du potentiel de corrosion en fonction de la hauteur de mesure par saison pour la face de pile FC.

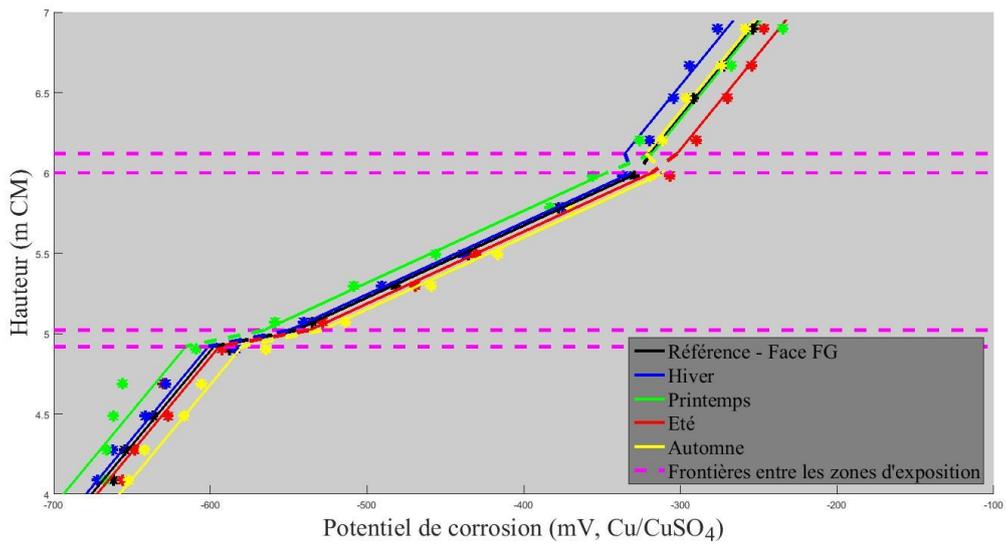


Figure 4-33 : Profils verticaux par saison du potentiel de corrosion suivant la hauteur de mesure pour la face de pile FG.

Tableau 4-10 : Paramètres des régressions linéaires utilisées pour définir les profils par saison du potentiel de corrosion des faces de pile FC et FG.

Zones d'exposition spécifique du milieu maritime	Face C			Face G		
	Pente (mV/m)	Ordonnée à l'origine (mV)	R ²	Pente (mV/m)	Ordonnée à l'origine (mV)	R ²
Hiver						
Atmosphérique	60,7	-626	0,24	83,6	-829	0,86
Eclaboussures	195,9	-1300	1	223,1	-1670	1
Marnage	173,2	-1218	0,95	85,0	-1019	0,90
Printemps						
Atmosphérique	60,7	-629	0,59	83,6	-847	0,86
Eclaboussures	195,9	-1388	0,93	223,1	-1686	0,99
Marnage	173,2	-1326	0,92	85,0	-1034	0,80
Été						
Atmosphérique	60,7	-634	0,74	83,6	-814	0,86
Eclaboussures	195,9	-1398	0,98	223,1	-1657	0,98
Marnage	173,2	-1302	0,93	85,0	-1012	0,86
Automne						
Atmosphérique	60,7	-616	0,69	83,6	-834	0,98
Eclaboussures	195,9	-1361	0,91	223,1	-1649	0,99
Marnage	173,2	-1214	0,97	85,0	-998	0,92

Sur la face de pile FC (*Figure 4-32*), la saisonnalité semble avoir une influence significative sur les mesures de potentiel de corrosion en zone de marnage et en zone d'éclaboussures, alors qu'elle semble quasi-négligeable en zone atmosphérique. Alors que sur la face de pile FG (*Figure 4-33*), la saisonnalité n'a que très peu d'influence sur la mesure de potentiel.

Comme précédemment, les profils par saison de potentiel de corrosion (*Figure 4-32* et *Figure 4-33*), mettent en évidence que la modélisation multilinéaire des profils des mesures est très convenable. Ceci est confirmé par les coefficients de régression (*Tableau 4-10*), qui sont supérieurs à 0,80, excepté pour 4 cas sur 24. Ces valeurs sont représentatives d'une forte dépendance entre les potentiels de corrosion et la hauteur de mesure. Cependant, les coefficients de régression sur la zone atmosphérique en face de pile FC sont plus faibles, ils sont compris entre à 0,24 et 0,74.

Pour la face de pile FC (*Figure 4-32* et *Tableau 4-10*), l'influence de la saisonnalité est plus importante en zone de marnage avec un biais de potentiel maximal de 112 mV entre les saisons automne et printemps, puis en zone d'éclaboussures avec une différence maximale de 98 mV entre les saisons hiver et été. En zone atmosphérique, la saisonnalité n'a quasiment pas d'impact puisque la différence maximale est de 18 mV entre les saisons automne et été. Ces observations tendent à démontrer que

les effets de la saisonnalité sur l'état de saturation en eau du béton évoluent verticalement avec un impact important en partie basse et négligeable en partie haute. De plus, il peut être remarqué que :

- dans la zone de marnage, la saison printemps est celle qui implique des potentiels de corrosion les plus électronégatifs, alors que les saisons hiver et automne (différence de 4 mV entre ces deux saisons) sont les moins électronégatives ; ce qui signifie que le béton est le plus humide au printemps et le moins humide en hiver/automne ;
- dans la zone d'éclaboussures, les saisons été et printemps (différence de 10 mV entre ces deux saisons) sont les plus électronégatives, alors que la saison hiver est la moins électronégative ; ce qui signifie que le béton est le plus humide en été/printemps et le moins humide en hiver ;
- dans la zone atmosphérique, les potentiels de corrosion obtenus sont quasiment identiques pour les quatre saisons, ce qui signifie que l'humidité du béton est la même quelle que soit la saison étudiée.

Ces dernières observations vont à l'encontre de ce qui pouvait être supposé initialement, à savoir qu'en été, le béton est plus sec et, par conséquent, est associé à des potentiels peu électronégatifs, alors qu'en hiver les potentiels sont plus électronégatifs. Une autre interaction avec l'environnement, telle que la température, doit permettre d'expliquer ce phénomène, mais elle n'a pas été étudiée dans ce manuscrit de thèse.

Pour la face de pile FG (*Figure 4-33* et *Tableau 4-10*), l'impact de la saisonnalité est quasiment identique sur les zones d'exposition spécifiques du milieu maritime. Les biais maximaux entre les différentes saisons sont de : 36 mV en zone de marnage (automne/printemps), 37 mV en zone d'éclaboussures (automne/printemps) et 33 mV en zone atmosphérique (été/printemps). Ces différences restent faibles et ne semblent pas significatives. C'est pourquoi il peut être considéré que sur la face de pile FG la saisonnalité n'a pas d'impact significatif sur la mesure du potentiel de corrosion, ce qui revient à dire que sur cette face de pile la teneur en eau du béton est quasiment constante tout au long de l'année. Ceci peut confirmer l'hypothèse que la face de pile FG est que très peu exposée aux cycles humidification/séchage et que les effets de la saisonnalité dépendent fortement de l'exposition du béton.

Résistivité électrique du béton :

Les profils par saison des mesures de résistivité électrique pour les faces de pile FC et FG sont, respectivement, présentés sur les *Figure 4-34* et *Figure 4-35*, sur ces figures sont, également, représentées, en trait noirs, les profils de « référence » des mesures (*Figure 4-28*). Les paramètres des tronçons de droite, ainsi que les coefficients de régression, sont indiqués dans le *Tableau 4-11*. Comme précédemment, les paramètres des tronçons de droite expriment les mesures en fonction de la hauteur de mesure, contrairement aux *Figure 4-34* et *Figure 4-35* qui présentent la hauteur en fonction des mesures.

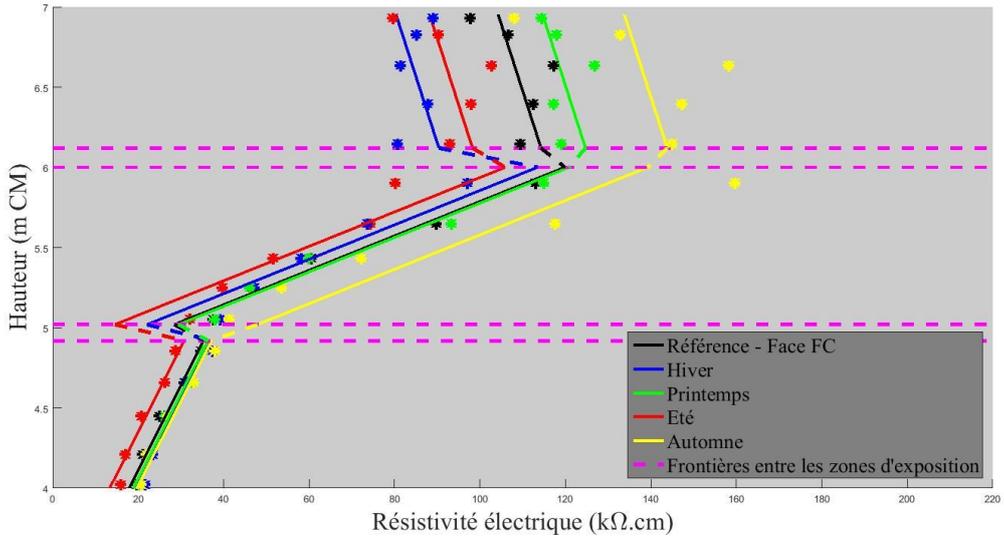


Figure 4-34 : Profils de la résistivité électrique en fonction de la hauteur de mesure par saison pour la face de pile FC.

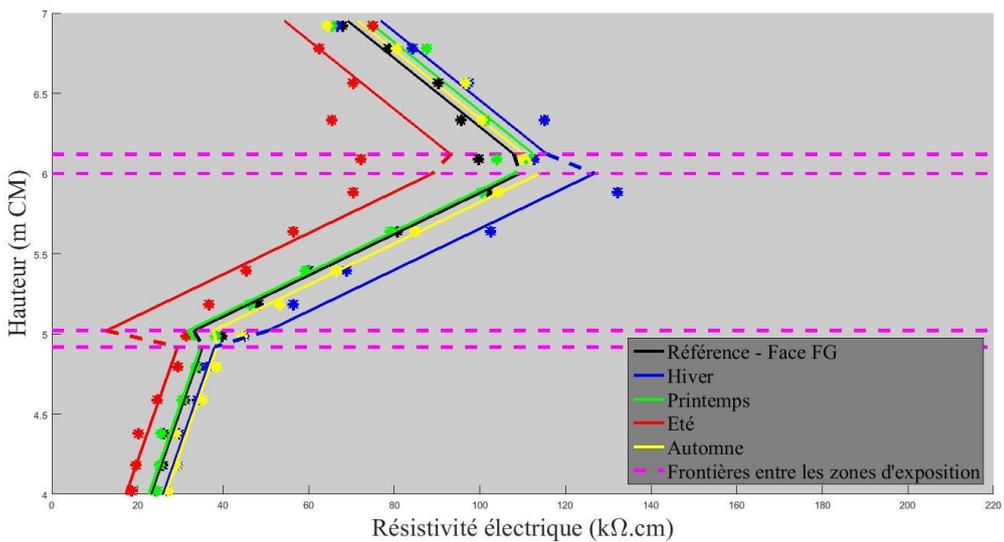


Figure 4-35 : Profils verticaux par saison de la résistivité électrique suivant la hauteur de mesure pour la face de pile FG.

Tableau 4-11 : Paramètres des régressions linéaires utilisées pour définir les profils par saison de la résistivité électrique des faces de pile FC et FG.

Zones d'exposition spécifique du milieu maritime	Face C			Face G		
	Pente (mV/m)	Ordonnée à l'origine (mV)	R ²	Pente (mV/m)	Ordonnée à l'origine (mV)	R ²
Hiver						
Atmosphérique	-12,1	164	0,23	-46,7	401	0,82
Eclaboussures	93,2	-446	0,85	77,8	-340	0,89
Marnage	19,0	-56	0,95	13,1	-26	0,94
Printemps						
Atmosphérique	-12,1	198	0,38	-46,7	398	0,80
Eclaboussures	93,2	-438	0,96	77,8	-359	0,99
Marnage	19,0	-57	0,98	13,1	-30	0,89
Été						
Atmosphérique	-12,1	172	0,26	-46,7	379	0,71
Eclaboussures	93,2	-453	0,72	77,8	-378	0,81
Marnage	19,0	-62	0,95	13,1	-35	0,90
Automne						
Atmosphérique	-12,1	218	0,21	-46,7	396	0,85
Eclaboussures	93,2	-420	0,84	77,8	-353	0,99
Marnage	19,0	-56	0,96	13,1	-26	0,91

Pour les 2 faces de pile FC (Figure 4-34) et FG (Figure 4-35), la saisonnalité semble avoir une influence significative sur les mesures de résistivité électrique en zone atmosphérique, alors qu'elle n'a que très peu d'influence en zone de marnage.

Une fois encore, les profils par saison de la résistivité électrique (Figure 4-34 et Figure 4-35), mettent en évidence que la modélisation multilinéaire des profils des mesures est très satisfaisante. Ceci est confirmé par les coefficients de régression (Tableau 4-11), qui sont supérieurs à 0,70, excepté pour 4 cas sur 24. Ces valeurs sont représentatives d'une forte dépendance entre les résistivités électriques et la hauteur de mesure. Les coefficients de régression des faces de pile FC sur la zone atmosphérique sont faibles. En effet, ils sont compris entre à 0,21 et 0,38. Un coefficient de régression proche de zéro signifie que la variable Y (résistivité électrique) ne dépend pas linéairement de la variable X (hauteur de mesure) : la covariance entre ces deux variables est presque nulle et la régression linéaire qui en découle est une droite horizontale. Cela signifie que le comportement de cette zone particulière se rapproche d'une évolution constante horizontale.

Pour la face de pile FC (Figure 4-34 et Tableau 4-11), l'impact de la saisonnalité est plus important en zone atmosphérique avec un biais de résistivité maximal de 53,4 kΩ.cm entre les saisons hiver et automne, puis en zone d'éclaboussures avec une différence maximale de 33,3 kΩ.cm entre les saisons

été et automne. En zone de marnage, la saisonnalité n'a quasiment pas d'impact puisque la différence maximale est de 6,4 k Ω .cm entre les saisons été et automne. Ces observations tendent à démontrer que les effets de la saisonnalité sur l'état de saturation en eau du béton évoluent verticalement avec un impact important en partie haute et négligeable en partie basse. De plus, il peut être remarqué que :

- dans la zone de marnage, la saison été est celle qui est associée aux résistivités électriques les plus faibles, alors que les résistivités pour les autres saisons sont plus élevées (différences inférieures à 1 k Ω .cm entre les trois saisons restantes) ; ce qui signifie que le béton est le plus humide en été ;
- dans la zone d'éclaboussures, la saison automne présente les résistivités électriques les plus élevées, alors que les plus faibles sont représentées en été ; ce qui signifie que le béton est plus humide en été qu'en automne ;
- dans la zone atmosphérique, les résistivités électriques les plus importantes sont associées à la saison automne, alors que les plus faibles correspondent à la saison hiver ; le béton est plus humide en hiver qu'en automne.

Pour la face de pile FG (*Figure 4-35* et *Tableau 4-11*), l'impact de la saisonnalité est plus important en zone d'éclaboussures avec un biais de résistivité maximal de 37,8 k Ω .cm entre les saisons été et hiver, puis en zone atmosphérique avec une différence maximale de 22,5 k Ω .cm entre les saisons été et hiver. En zone de marnage, la saisonnalité n'a quasiment pas d'impact puisque la différence maximale est de 9,2 k Ω .cm entre les saisons été et automne. Ces observations tendent à démontrer que les effets de la saisonnalité sur l'état de saturation en eau du béton évoluent verticalement avec un impact important en partie haute et négligeable en partie basse. De plus il peut être remarqué que :

- dans la zone de marnage, la saison été est celle qui est associée aux résistivités électriques les plus faibles, alors que les résistivités les plus élevées sont rencontrées pour la saison hiver ; ce qui signifie que le béton est le plus humide en été ;
- dans la zone d'éclaboussures, la saison hiver présente les résistivités électriques les plus élevées, alors que les plus faibles sont représentées en été ; ce qui signifie que le béton est le plus humide en été ;
- dans la zone atmosphérique, les résistivités électriques les plus importantes sont associées aux saisons hiver/automne, alors que les plus faibles correspondent à la saison été ; ce qui signifie que le béton est le plus humide en été.

Ces dernières observations, aussi bien sur les faces de pile FC et FG, vont à l'encontre de ce qui pouvait être supposé initialement, en considérant uniquement le facteur humidité du béton, à savoir : qu'en été le béton est plus sec et, par conséquent, présente des résistivités électriques importantes alors qu'en hiver les résistivités électriques sont plus faibles. Ceci peut être expliqué par un second facteur environnemental ; la température est plus faible en hiver qu'en été.

En effet, dans la littérature, il est admis qu'une augmentation de la température implique une augmentation de la mobilité et de la solubilité des ions en solution. Dans ces conditions, le béton devient un meilleur conducteur électrique et cela entraîne une diminution de la résistivité électrique du matériau

[Broomfield 2006, Gonzalez 1991, McNeill 1980]. En projetant ce phénomène sur les résultats obtenus, cela amène à conclure que l'effet de la température est prépondérant sur celui de l'humidité relative, tout en étant couplé avec celui-ci.

2.5.2 Conclusion

Cette étude a permis de déterminer les profils par saison des mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique suivant la hauteur de mesure (entre +4,00 et +7,00 m CM).

Les résultats sur la mesure de potentiel de corrosion ont mis en évidence que sur la face de pile FC, la saisonnalité avait un impact important en zone de marnage et négligeable en zone atmosphérique. A l'inverse, pour la face de pile FG l'impact de la saisonnalité pouvait être négligé sur l'ensemble des zones d'expositions. Ce constat tend à démontrer que sur la face de pile FG l'humidité du béton est constante tout au long de l'année, contrairement à la face de pile FC où l'humidité du béton évolue au cours de l'année. La face de pile FG est la moins exposée aux cycles humidification/séchage, ce qui pourrait expliquer l'absence de modification de la teneur en eau du béton.

Les résultats concernant la mesure de résistivité électrique montrent que, la saisonnalité a un impact important en zone atmosphérique et négligeable en zone de marnage et ce pour les 2 faces de pile FC et FG, qui pourrait s'expliquer par une teneur en eau du matériau qui évolue.

Les conclusions faites à partir des résultats obtenus sur les potentiels de corrosion et sur les résistivités électriques sont en opposition sur quelques points, ce qui montre que les sensibilités à la saisonnalité sont fonction des expositions, à béton identique, et fonction de la technique de mesure. Ceci rend plus complexe l'interprétation du diagnostic de corrosion, qui doit intégrer des traitements spécifiques et moins de systématisation. Sur la face de pile FG, la saisonnalité a un impact sur les mesures de résistivités électriques alors qu'il est négligeable pour les mesures de potentiel de corrosion. Cette différence peut être expliquée par le fait que la mesure de résistivité électrique qualifie le béton sur une faible épaisseur (~5 cm avec l'appareil de mesure utilisé)³⁶⁾, alors que la mesure de potentiel de corrosion sert à déterminer l'état électrochimique des armatures qui, normalement, sont situées à une profondeur plus importante. A partir de ces explications, il peut être supposé que la saisonnalité ait un impact uniquement en surface sur la face de pile FG, alors que pour la face de pile FC, la saisonnalité a un impact en profondeur, puisque la mesure de potentiel de corrosion y est sensible et permet de le détecter.

3 Fiabilisation de l'interprétation du diagnostic de corrosion

A partir de plusieurs diagnostics de corrosion réalisés sur les faces de piles considérées comme « saines », puisque leurs 3 zones de mesure ont été classées dans la catégorie saine à partir de la classification « à dire d'expert » (*Tableau 3-17*), l'impact du phénomène de marnage sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique a pu être déterminé pour les 4 saisons. Ces résultats

³⁶⁾ Espacement entre les électrodes de mesures.

permettent de fiabiliser l'interprétation du diagnostic de corrosion réalisé sur un ouvrage exposé au milieu maritime.

3.1 Potentiel de corrosion des armatures

Les mesures de potentiels de corrosion peuvent être analysées suivant 3 textes d'interprétation proposés dans la littérature (*Chapitre 1 : 2.5.2.1 Potentiel de corrosion des armatures*) : la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999] (*Tableau 3-6*), l'action de recherche Européenne COST 509 [Cox 1997] (*Tableau 3-7*) et la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003] (*Tableau 3-8*). Dans le Chapitre 3, l'utilisation de ces différents textes d'interprétation sur les données « brutes » d'un ouvrage exposé en milieu maritime s'était révélée non pertinente (*Tableau 3-10*). Dans ce Chapitre 4, les données « brutes » ont été fiabilisées en retranchant l'impact du phénomène de marnage suivant la saison à laquelle les mesures de potentiel de corrosion ont été effectuées. Les équations de fiabilisation³⁷⁾ des données de potentiel de corrosion des armatures pour les faces de pile FC sont données par les *Équation 52*, *Équation 53*, *Équation 54* et *Équation 55*, et pour les faces de pile FG sont données par les *Équation 56*, *Équation 57*, *Équation 58* et *Équation 59*.

$$P_{k,FC,Hiver}E_{corr,fiabilisé}(x,y) = P_{k,FC,Hiver}E_{corr,brut}(x,y) - \begin{cases} 60,7y - 626 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 195,9y - 1300 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 173,2y - 1218 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 52}$$

$$P_{k,FC,Printemps}E_{corr,fiabilisé}(x,y) = P_{k,FC,Printemps}E_{corr,brut}(x,y) - \begin{cases} 60,7y - 629 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 195,9y - 1388 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 173,2y - 1326 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 53}$$

$$P_{k,FC,Eté}E_{corr,fiabilisé}(x,y) = P_{k,FC,Eté}E_{corr,brut}(x,y) - \begin{cases} 60,7y - 634 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 195,9y - 1398 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 173,2y - 1302 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 54}$$

$$P_{k,FC,Automne}E_{corr,fiabilisé}(x,y) = P_{k,FC,Automne}E_{corr,brut}(x,y) - \begin{cases} 60,7y - 616 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 195,9y - 1361 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 173,2y - 1214 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 55}$$

$$P_{k,FG,Hiver}E_{corr,fiabilisé}(x,y) = P_{k,FG,Hiver}E_{corr,brut}(x,y) - \begin{cases} 83,6y - 829 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 223,1y - 1670 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 85,0y - 1019 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 56}$$

$$P_{k,FG,Printemps}E_{corr,fiabilisé}(x,y) = P_{k,FG,Printemps}E_{corr,brut}(x,y) - \begin{cases} 83,6y - 847 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 223,1y - 1686 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 85,0y - 1034 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 57}$$

$$P_{k,FG,Eté}E_{corr,fiabilisé}(x,y) = P_{k,FG,Eté}E_{corr,brut}(x,y) - \begin{cases} 83,6y - 814 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 223,1y - 1657 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 85,0y - 1034 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 58}$$

$$P_{k,FG,Automne}E_{corr,fiabilisé}(x,y) = P_{k,FG,Automne}E_{corr,brut}(x,y) - \begin{cases} 83,6y - 834 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 223,1y - 1649 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 85,0y - 998 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 59}$$

Le *Tableau 4-12* synthétise pour les 11 faces de pile étudiées par la campagne de mesure « Saisonnalité » (*Tableau 4-2*), les cartographies iso-potentiel de corrosion obtenues à partir des

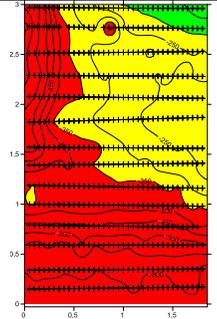
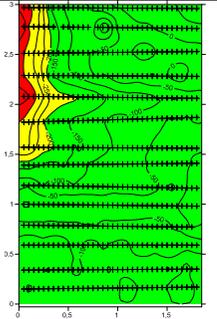
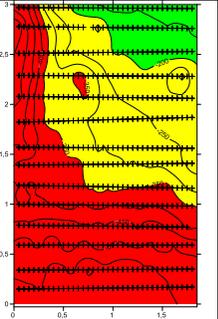
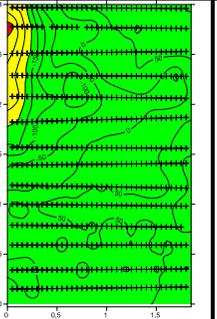
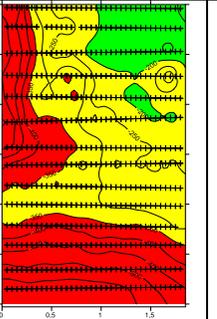
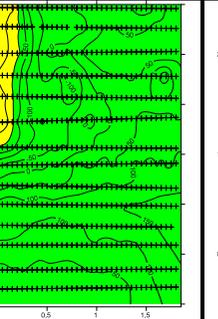
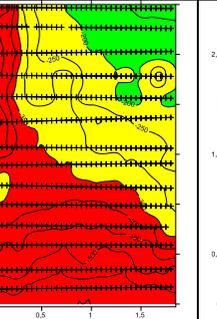
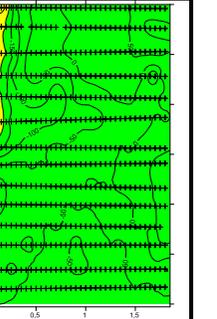
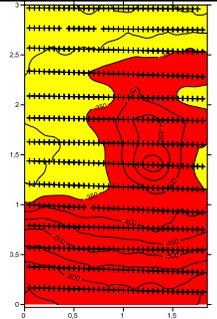
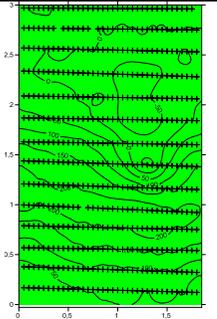
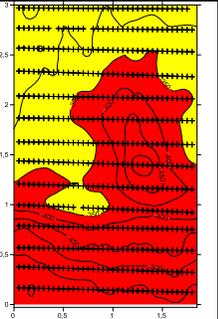
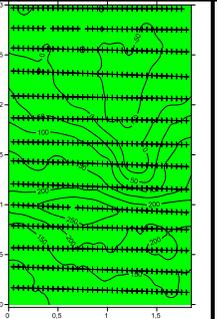
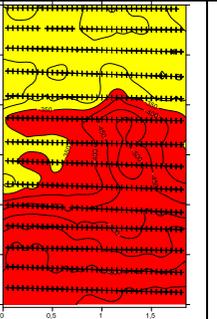
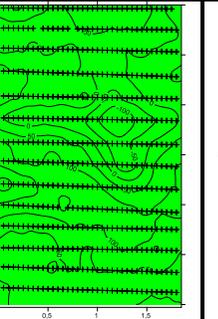
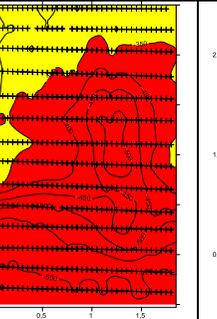
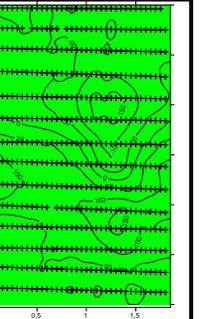
³⁷⁾ Dans les équations de fiabilisation des données de potentiel de corrosion, les variables **x** et **y** correspondent à la position altimétrique des points de mesure : **x** l'abscisse du point de mesure et **y** l'ordonnée du point de mesure qui correspond à la hauteur d'eau exprimée en m CM.

données « brutes » et « fiabilisées » interprétées en utilisant la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999] (*Tableau 3-6*). En dessous de chaque cartographie, est également présentée la différence de potentiel de corrosion entre les valeurs extrêmes, interprétée en utilisant le document du COST 509 [Cox 1997] (*Tableau 3-7*).

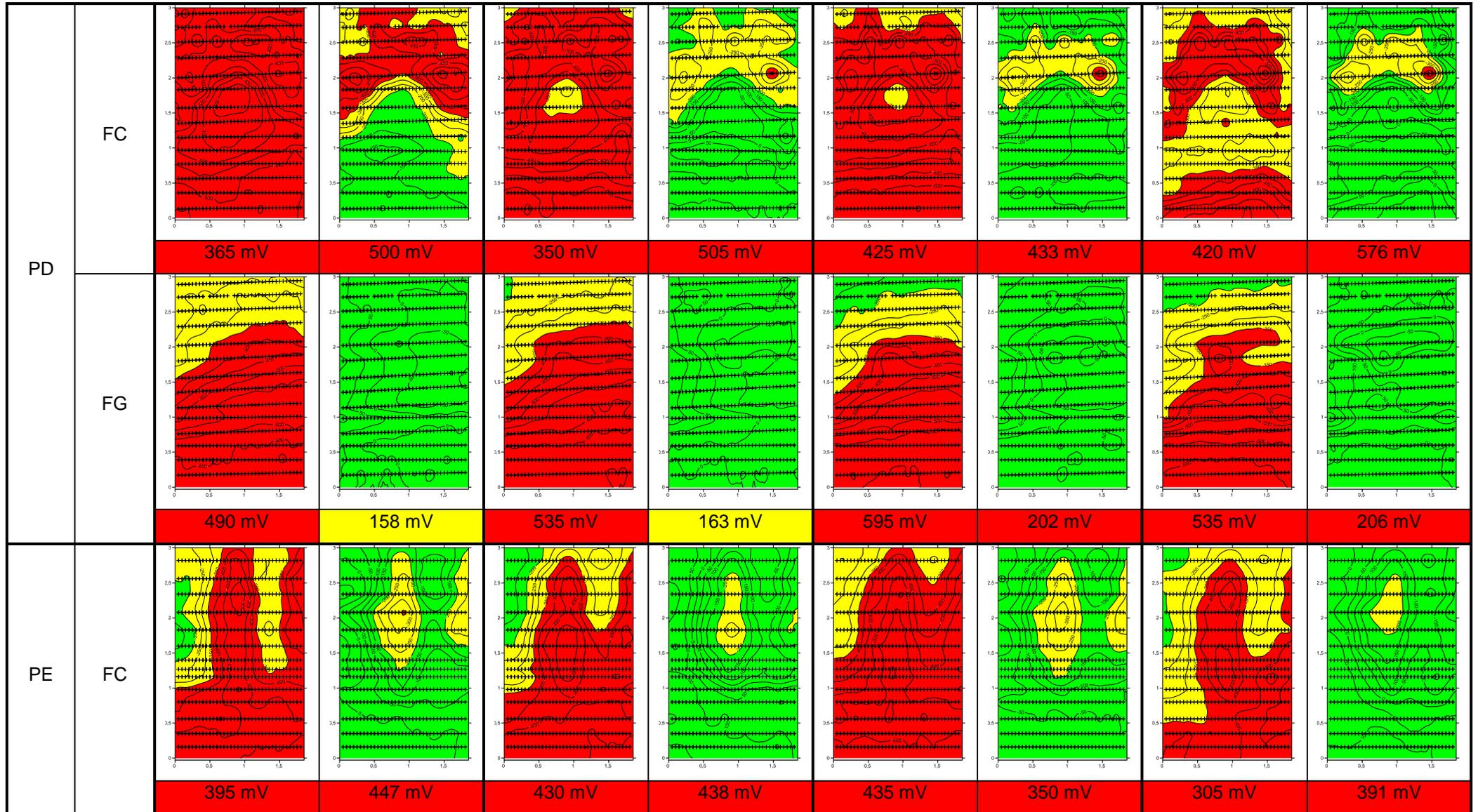
La fiabilisation de l'interprétation des mesures de potentiel de corrosion à partir de la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003] n'a pas pu être étudiée. En effet, le retrait des effets environnementaux du milieu maritime sur les données « brutes » implique un décalage constant (sur une même ligne horizontale) des mesures de potentiel de corrosion, ce qui ne modifie pas les valeurs des gradients spatiaux de potentiel de corrosion. Les interprétations obtenues sont, donc, identiques à celles faites à partir des données « brutes » (*Figure 3-12, Figure 3-13 et Figure 3-14*).

Chapitre 4 : Fiabilisation du diagnostic de corrosion en milieu maritime

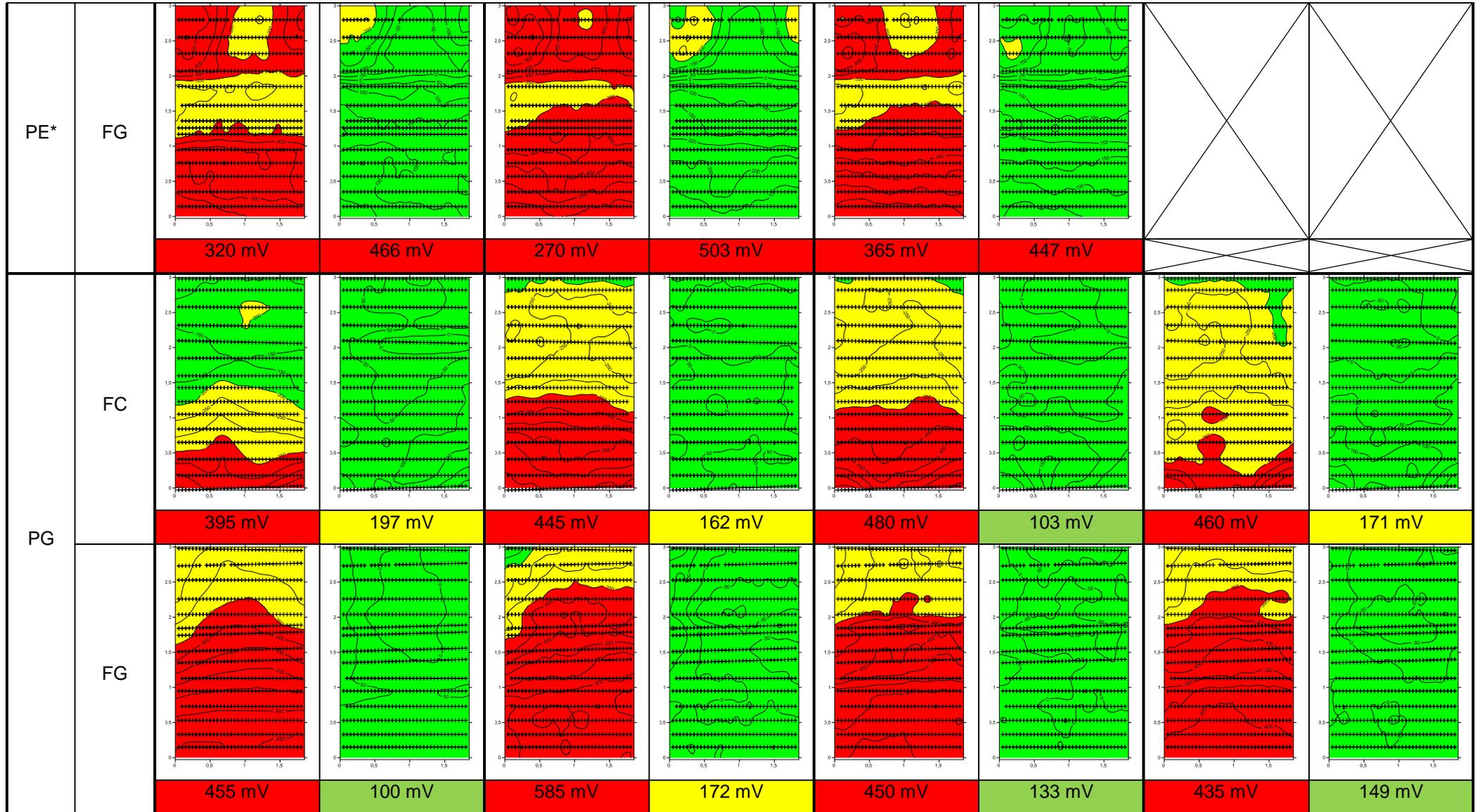
Tableau 4-12 : Cartographies iso-potential de corrosion « brutes » et « fiabilisées » interprétées en utilisant la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999] ainsi que les valeurs des différences de potentiel entre les valeurs extrêmes interprétées suivant le document du COST 509 [Cox 1997] pour les 11 faces de pile étudiées par la campagne de mesure « Saisonnalité ».

Cartographies iso-potential de corrosion		Hiver		Printemps		Été		Automne	
Pile	Face	Brute	Fiabilisée	Brute	Fiabilisée	Brute	Fiabilisée	Brute	Fiabilisée
PB	FC								
			535 mV	524 mV	505 mV	489 mV	440 mV	480 mV	470 mV
PB	FG								
			425 mV	288 mV	335 mV	332 mV	465 mV	261 mV	360 mV

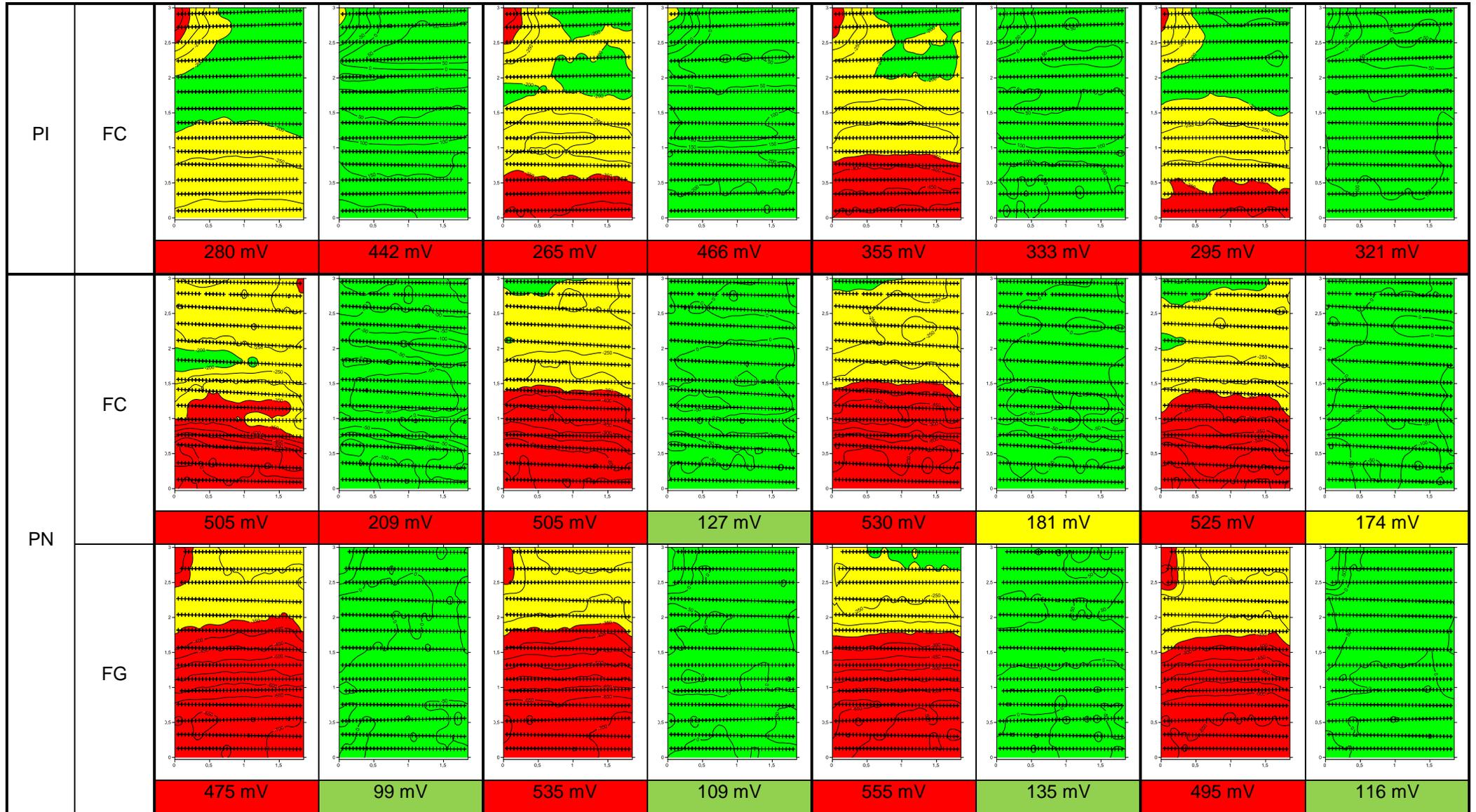
Chapitre 4 : Fiabilisation du diagnostic de corrosion en milieu maritime



Chapitre 4 : Fiabilisation du diagnostic de corrosion en milieu maritime



Chapitre 4 : Fiabilisation du diagnostic de corrosion en milieu maritime



* Par manque de temps, la face de pile PE-FG n'a pas pu être diagnostiquée en automne.

D'après les résultats présentés dans le *Tableau 5-9*, les cartographies basées sur les données « fiabilisées » (après retrait des effets environnementaux du milieu maritime) interprétées en utilisant la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999], sous sa forme de 1999, permettent de localiser les zones associées à une probabilité de corrosion incertaine ou élevée ; contrairement à son utilisation sur les données brutes. Le même constat peut être fait sur l'utilisation de l'interprétation proposée par le document du COST 509 [Cox 1997]. A partir des données brutes, l'ensemble des faces de pile sont associées à un fort risque de corrosion, avec des différences de potentiel allant de 270 mV (PE-FG-Printemps) à 595 mV (PD-FG-Eté). Alors qu'à partir des données fiabilisées, certaines faces de pile sont associées à un risque de corrosion faible ou incertain avec des différences de potentiel allant de 99 mV (PN-FG-Hiver) à 576 mV (PD-FC-Automne). Ces observations prouvent qu'en retirant les effets environnementaux du milieu maritime, les mesures de potentiel de corrosion peuvent être interprétées selon la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999], ainsi que par le critère du COST 509 [Cox 1997].

De plus, le document du COST 509 ne précise pas la dimension de la zone d'étude sur laquelle le critère peut être appliqué. Dans le Chapitre 3, l'évaluation de la vulnérabilité du pont de l'île de Ré vis-à-vis de la corrosion des armatures à partir du COST 509 (*Tableau 3-9*) a été réalisée sur les zones de mesure (1 m de hauteur sur 1,85 m de large) considérées séparément ; 77% des zones de mesures (65 sur 84 au total) ont été associées à un fort risque de corrosion. Les différences de potentiel présentées dans le *Tableau 5-9*, quant à elles, ont été calculées sur toute la zone investiguée, composée de 3 zones de mesure (3 m de hauteur sur 1,85 m de large). Ceci tend à mettre en évidence que l'utilisation des données de potentiel de corrosion « fiabilisées » permet, également, de s'affranchir de la notion de dimension de zone de mesure.

Ces deux interprétations abondent vers les mêmes conclusions quant à la vulnérabilité des faces de pile de l'ouvrage vis-à-vis de la corrosion des armatures. Les cartographies fiabilisées présentant des zones associées à des probabilités de corrosion élevée ou incertaine (17 sur 43) ont également des différences de potentiel largement supérieures à 200 mV (comprises entre 350 et 576 mV) et sont donc associées à un fort risque de corrosion.

Cependant, ce constat n'est pas réciproque. Sur les 43 cartographies fiabilisées, 26 présentent uniquement des valeurs de potentiel de corrosion associées à une faible probabilité de corrosion. Parmi ces cartographies 17 ont des différences de potentiel associées à un risque de corrosion faible (comprises entre 99 et 149 mV) ou incertain (comprises entre 158 et 197 mV) et 9 à un fort risque de corrosion (comprises entre 202 et 333 mV). En prenant en considération l'erreur de mesure du potentiel de corrosion³⁸⁾ (critère du COST 509 augmenté à 210 mV), 6 cartographies présentent des différences de potentiel associées à un fort risque de corrosion, alors que leurs valeurs de potentiel de corrosion sont associées à une faible probabilité de corrosion. Deux de ces cartographies correspondent à la face de pile PI-FC en été et en automne. Pour les 2 autres saisons les cartographies fiabilisées présentent une zone très localisée associée à une probabilité de corrosion incertaine. Cette erreur

³⁸⁾ L'erreur de mesure annoncée par le fabricant de l'appareil de mesure utilisé (Canin+ de PROCEQ®) est de +/- 5 mV avec l'utilisation de l'électrode à barre utilisée sur les armatures horizontales.

d'interprétation est sans doute due à la modélisation du phénomène de marnage qui est imparfaite, surtout en zone atmosphérique (*Figure 4-32, Figure 4-33 et Tableau 4-10*). Les 4 autres cartographies correspondent à la face de pile PB-FG. Il est possible que la corrosion des armatures soit en cours d'amorçage sans avoir débutée, ce qui permettrait d'expliquer que la différence de potentiel indique que le risque de corrosion soit fort mais comme l'état électrochimique de l'armature n'est pas celui d'un état corrodé, le potentiel de corrosion associé est représentatif d'une zone saine.

3.2 Résistivité électrique du béton

Les mesures de résistivité électrique du béton ont été analysées et interprétées en utilisant la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000] (*Tableau 3-5*). Dans le Chapitre 3 l'utilisation de ce texte d'interprétation sur les données « brutes » d'un ouvrage exposé en milieu maritime s'était révélée non pertinente, en renvoyant un constat alarmiste sur la vulnérabilité du pont de l'île de Ré vis-à-vis de la corrosion des armatures. La majorité des mesures de résistivité électrique ont été associées à un risque de corrosion modéré (*Figure 3-3, Figure 3-4 et Figure 3-5*). Dans ce Chapitre 4, les données « brutes » ont été fiabilisées en retranchant l'impact du phénomène de marnage suivant la saison à laquelle les mesures de résistivité électrique ont été effectuées. Les équations de fiabilisation³⁹⁾ des données de résistivité électrique du béton pour les faces de pile FC sont données par les *Équation 60, Équation 61, Équation 62 et Équation 63*, et pour les faces de pile FG sont données par les *Équation 64, Équation 65, Équation 66 et Équation 67*.

$$P_{k,FC,Hiver}\rho_{fiabilisée}(x,y) = P_{k,FC,Hiver}\rho_{brute}(x,y) - \begin{cases} -12,1y + 164 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 93,2y - 446 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 19,0y - 56 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 60}$$

$$P_{k,FC,Printemps}\rho_{fiabilisée}(x,y) = P_{k,FC,Printemps}\rho_{brute}(x,y) - \begin{cases} -12,1y + 198 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 93,2y - 438 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 19,0y - 57 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 61}$$

$$P_{k,FC,Eté}\rho_{fiabilisée}(x,y) = P_{k,FC,Eté}\rho_{brute}(x,y) - \begin{cases} -12,1y + 172 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 93,2y - 453 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 19,0y - 62 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 62}$$

$$P_{k,FC,Automne}\rho_{fiabilisée}(x,y) = P_{k,FC,Automne}\rho_{brute}(x,y) - \begin{cases} -12,1y + 218 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 93,2y - 420 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 19,0y - 56 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 63}$$

$$P_{k,FG,Hiver}\rho_{fiabilisée}(x,y) = P_{k,FG,Hiver}\rho_{brute}(x,y) - \begin{cases} -46,7y + 401 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 77,8y - 340 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 13,1y - 26 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 64}$$

$$P_{k,FG,Printemps}\rho_{fiabilisée}(x,y) = P_{k,FG,Printemps}\rho_{brute}(x,y) - \begin{cases} -46,7y + 398 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 77,8y - 359 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 13,1y - 30 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 65}$$

$$P_{k,FG,Eté}\rho_{fiabilisée}(x,y) = P_{k,FG,Eté}\rho_{brute}(x,y) - \begin{cases} -46,7y + 379 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 77,8y - 378 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 13,1y - 35 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 66}$$

³⁹⁾ Dans les équations de fiabilisation des données de potentiel de corrosion, les variables **x** et **y** correspondent à la position altimétrique des points de mesure : **x** l'abscisse du point de mesure et **y** l'ordonnée du point de mesure qui correspond à la hauteur d'eau exprimée en m CM.

$$P_{k,FG,Automne}\rho_{fiabilisée}(x,y) = P_{k,FG,Automne}\rho_{brute}(x,y) - \begin{cases} -46,7y + 396 ; y \in [6,12 ; 6,95] \\ 77,8y - 353 ; y \in [5,02 ; 6,00] \\ 13,1y - 26 ; y \in [3,95 ; 4,92] \end{cases} \quad \text{Équation 67}$$

Cependant, l'utilisation de cette méthodologie de traitement pose un nouveau problème pour interpréter les données « fiabilisées ». En effet, en retranchant les effets environnementaux du milieu maritime aux mesures « brutes », des valeurs de résistivité électrique négatives peuvent être obtenues. Le fait d'obtenir des valeurs de résistivité électrique « fiabilisées » négatives, signifie que la zone du parement correspondante est plus humide et/ou plus chargée en ions chlorure que le « blanc » de résistivité électrique lié aux effets environnementaux du milieu maritime. Ceci est représentatif d'un risque de corrosion. La recommandation de la RILEM TC-154, sous sa forme actuelle [Polder 2000] (*Tableau 3-5*), ne permet pas d'exploiter des valeurs négatives. C'est pourquoi une nouvelle interprétation a été proposée (*Tableau 4-13*), elle est basée sur les mêmes seuils que ceux proposés dans la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000].

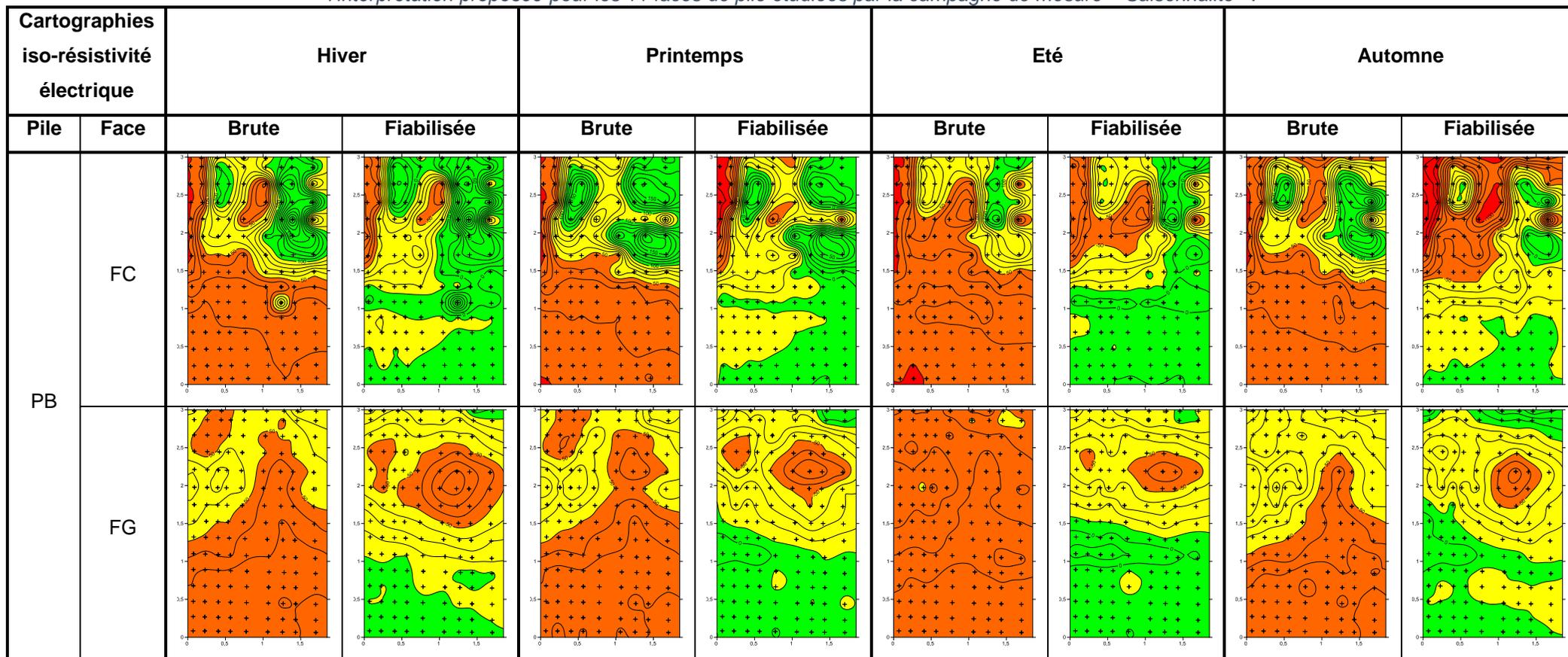
Tableau 4-13 : Quatre catégories de risque de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de résistivité électrique (les couleurs indiquent respectivement un risque négligeable en vert, faible en jaune, modéré en orange et fort en rouge).

Résistivité électrique du béton (kΩ.cm)	Risque de corrosion
$\rho < -100$	Fort
$-100 \leq \rho < -50$	Modéré
$-50 \leq \rho < -10$	Faible
$-10 \leq \rho$	Négligeable

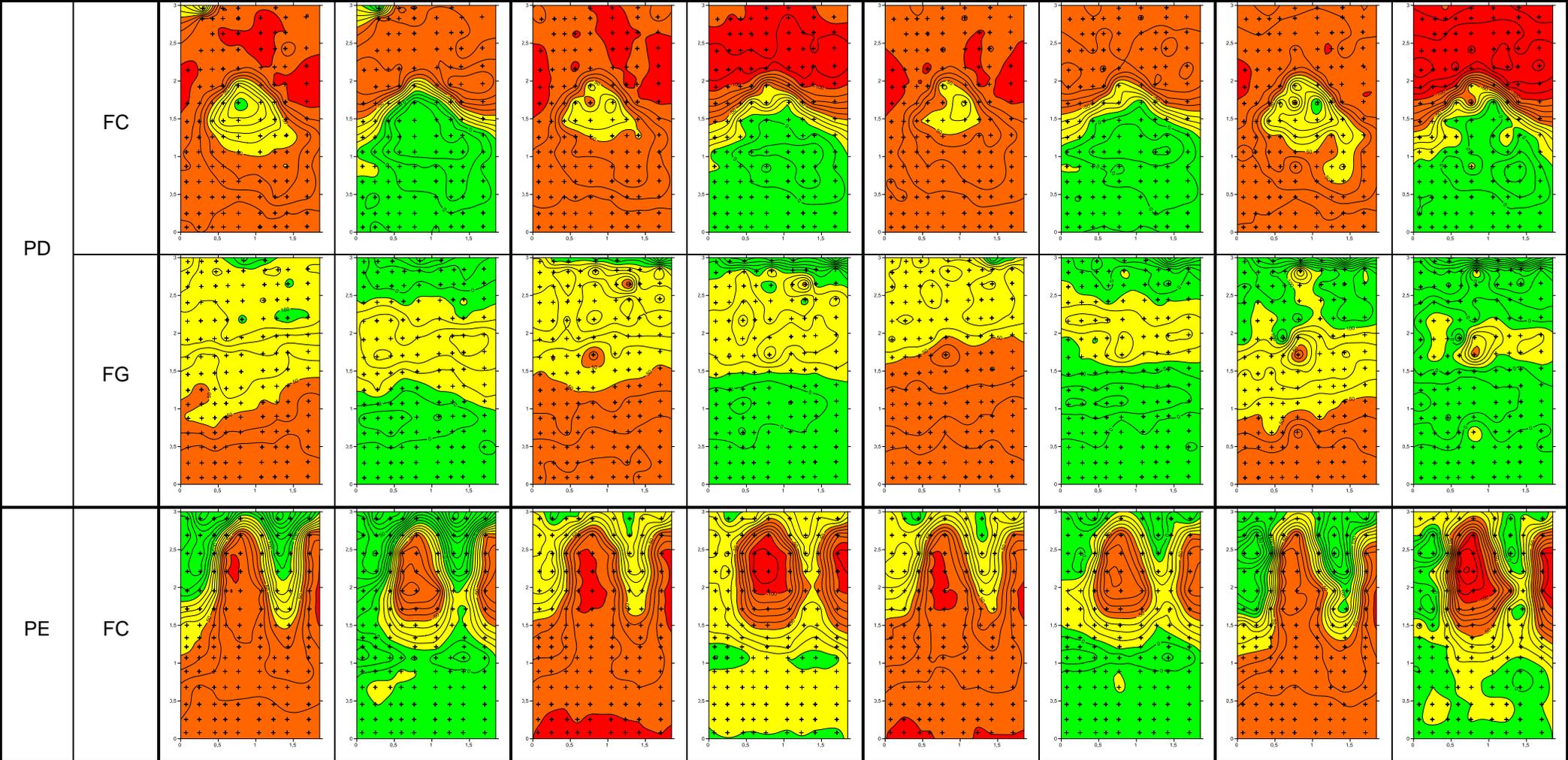
Le *Tableau 4-14* synthétise, pour les 11 faces de pile étudiées par la campagne de mesure « Saisonnalité » (*Tableau 4-2*), les cartographies iso-résistivité électrique obtenues à partir des données « brutes » et « fiabilisées », respectivement interprétées en utilisant la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000] (*Tableau 3-5*) et suivant l'interprétation proposée (*Tableau 4-13*).

Chapitre 4 : Fiabilisation du diagnostic de corrosion en milieu maritime

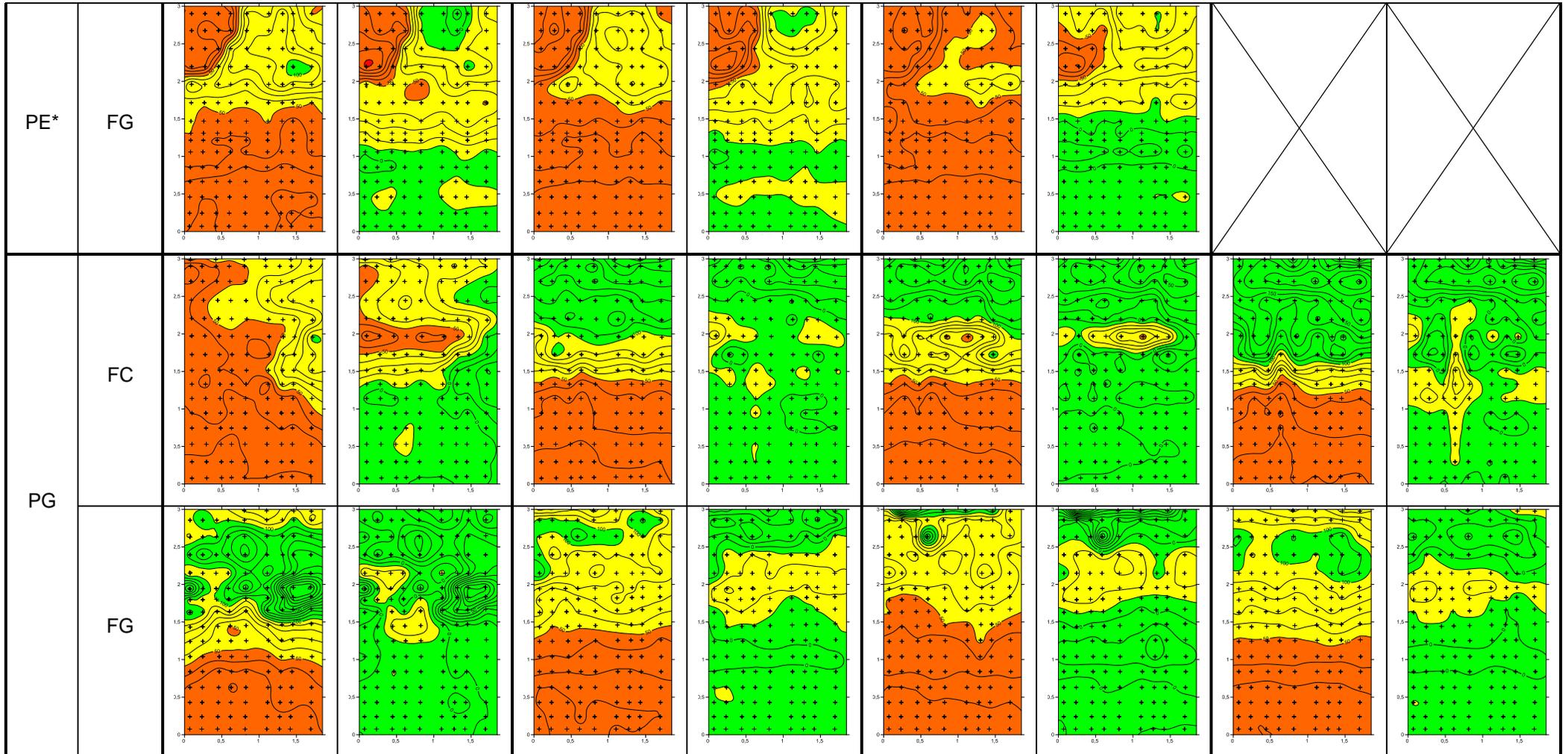
Tableau 4-14 : Cartographies iso-résistivité électrique « brutes » et « fiabilisées » interprétées en utilisant la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000] et l'interprétation proposée pour les 11 faces de pile étudiées par la campagne de mesure « Saisonnalité ».



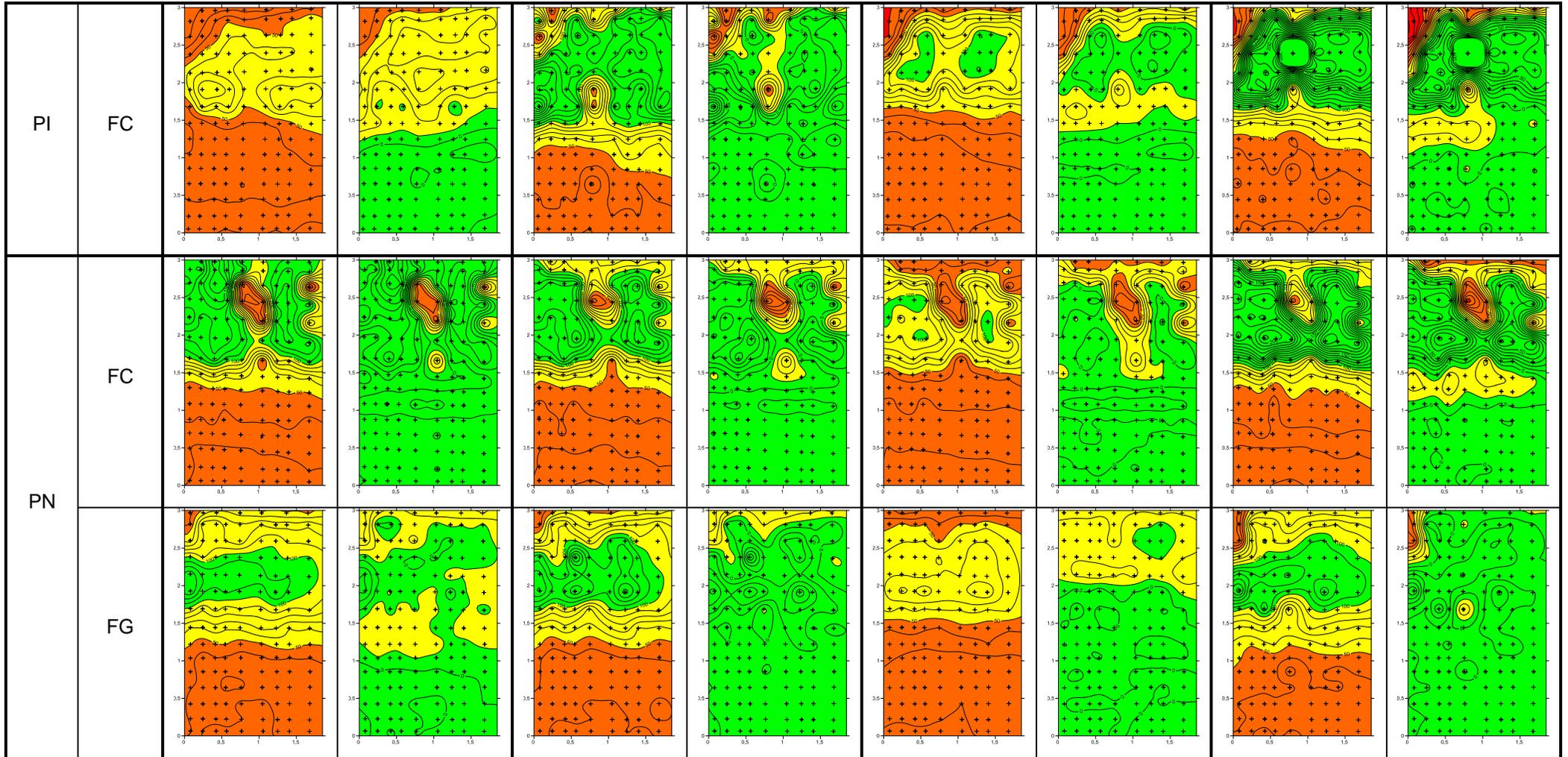
Chapitre 4 : Fiabilisation du diagnostic de corrosion en milieu maritime



Chapitre 4 : Fiabilisation du diagnostic de corrosion en milieu maritime



Chapitre 4 : Fiabilisation du diagnostic de corrosion en milieu maritime



* Par manque de temps, la face de pile PE-FG n'a pas pu être diagnostiquée en automne.

D'après les résultats présentés dans le *Tableau 4-14*, les cartographies basées sur les données « fiabilisées » (après retrait des effets environnementaux du milieu maritime), permettent de localiser les zones associées à un risque de corrosion fort ou modéré. Cela n'est pas le cas sur les cartographies brutes, puisque les risques de corrosion modéré et fort sont majoritairement représentés avec quelques zones localisées associées à un risque de corrosion faible ou négligeable. Ce constat prouve qu'en retirant les effets environnementaux du milieu maritime, les mesures de résistivité électrique peuvent être interprétées selon les seuils proposés (*Tableau 4-13*).

4 Conclusion

Ce chapitre a montré qu'un diagnostic de corrosion réalisé sur un ouvrage du génie civil en béton armé exposé au milieu maritime pouvait être analysé en utilisant les textes actuellement proposés dans la littérature, à condition que les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique soient fiabilisées, c'est-à-dire en s'affranchissant des effets environnementaux du milieu maritime des données « brutes ».

Les différents traitements statistiques et de modélisation des données ayant servi à modéliser l'influence du phénomène de marnage et de la saisonnalité sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique ont été présentés.

Puis, les avancées dans l'interprétation du diagnostic de corrosion en milieu maritime ont été exposées. Après avoir fiabilisé les données, en retirant les effets environnementaux du milieu maritime :

- les mesures de potentiel de corrosion peuvent être interprétées selon la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999] et par l'action de recherche Européenne COST 509 [Cox 1997] en l'état. De plus, les conclusions faites d'après ces 2 interprétations sont concordantes et complémentaires entre elles ;
- des valeurs négatives de résistivité électrique peuvent être obtenues. Pour traiter ces données « fiabilisées », une nouvelle interprétation, basée sur les valeurs seuils proposées par la recommandation de la RILEM TC-154 [Polder 2000], a dû être proposée.

Concernant l'interprétation des données de potentiel de corrosion « fiabilisées », 3 textes proposés dans la littérature peuvent être utilisés : la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999], l'action de recherche Européenne COST 509 [Cox 1997] et la recommandation de la RILEM TC-154 [Elsener 2003]. Ces interprétations apportent chacune des informations différentes mais complémentaires. En conclusion, afin d'optimiser le traitement des données de potentiel de corrosion, dans l'objectif d'établir un diagnostic de corrosion d'un ouvrage en béton armé exposé au milieu maritime plus fiable, la méthodologie d'interprétation présentée sur la *Figure 4-36* peut être appliquée.

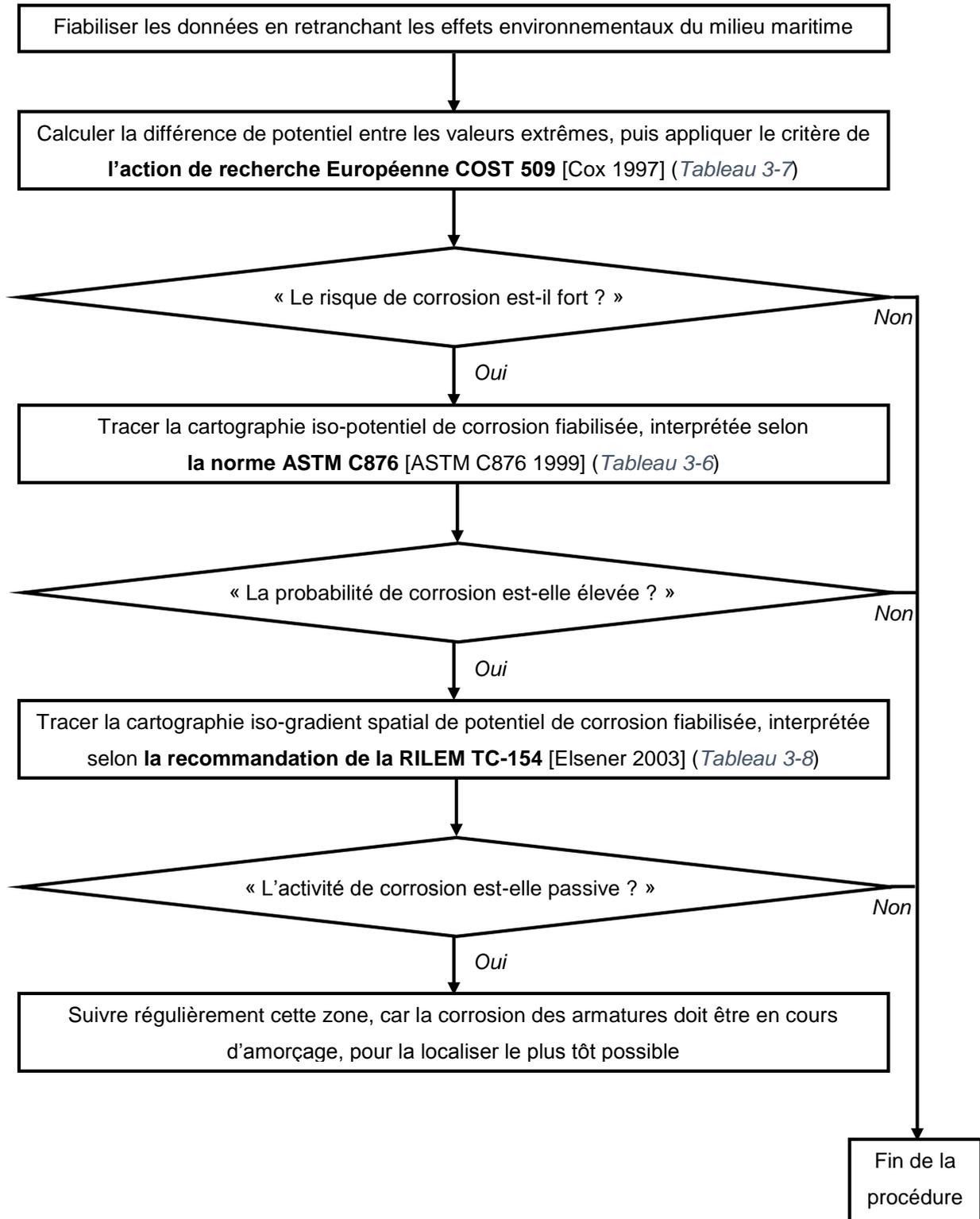


Figure 4-36 : Méthodologie d'interprétation des mesures de potentiel de corrosion d'un ouvrage en béton armé exposé au milieu maritime.

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure

Une campagne d'autopsies visuelles a été réalisée en dernière année, afin de : (i) valider les avancées dans l'interprétation d'un diagnostic de corrosion en milieu maritime (objet du Chapitre 4), (ii) déterminer les seuils de corrosion propres au pont de l'île de Ré et enfin mettre en relation les conclusions du diagnostic de corrosion et de l'étude de durabilité.

1 Etat initial de la corrosion des armatures avant coulage

Avant coulage du béton, les armatures sont recouvertes d'une couche de calamine. Lors de la fabrication des armatures, et par la suite lors des traitements thermiques subis par celles-ci, il y a une oxydation à haute température de l'acier [Nasser 2010]. Cette oxydation est due à l'interaction entre la surface d'acier et l'atmosphère gazeuse environnante pour des températures supérieures à 300°C [Landolt 1993]. La couche d'oxyde ainsi formée est, principalement, constituée de 3 produits de corrosion : la wüstite, la magnétite et l'hématite. La composition chimique de ces produits de corrosion ainsi que leur teneur massique en fer et en oxygène sont indiquées dans le *Tableau 5-1*.

Tableau 5-1 : Composition chimique et pourcentage massique des principaux produits de corrosion du fer formés à haute température [Landolt 1993].

Produit de corrosion		Pourcentage massique des éléments	
Dénomination	Formule chimique	Fer (Fe)	Oxygène (O)
Wüstite	FeO	77,8%	22,2%
Magnétite	Fe ₃ O ₄	72,4%	27,6%
Hématite	Fe ₂ O ₃	70,0%	30,0%

De plus, après leur fabrication, les armatures ne sont pas directement coulées dans le béton. Elles sont soit assemblées en usine puis livrées sur le chantier, soit livrées sur le chantier, coupées, façonnées puis assemblées sur le site (atelier de ferrailage) à proximité de l'ouvrage ou directement dans les coffrages. Entre la fabrication et l'utilisation des armatures sur chantier, il peut s'écouler des semaines, voire des mois. C'est pourquoi, sur les chantiers, il n'est pas rare de voir des armatures complètement recouvertes de rouille, appelée « fleur de rouille ». A titre d'illustration, la *Figure 5-1* présente des photographies d'armatures entreposées dans un hall d'essai mécanique depuis, respectivement de gauche à droite : 2 semaines, 1 mois et 3 mois.

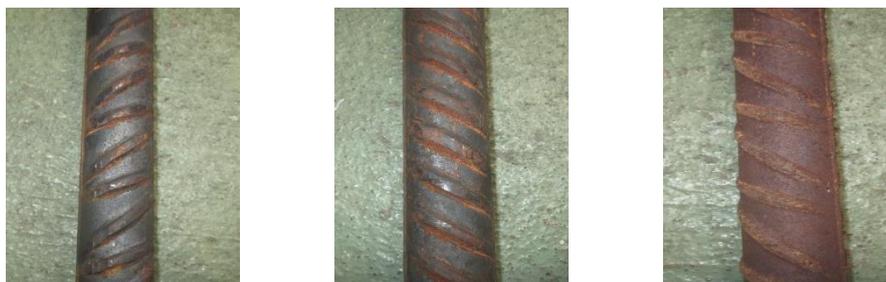


Figure 5-1 : Photographies d'armatures entreposées dans un hall d'essai depuis (de gauche à droite) : 2 semaines, 1 mois et 3 mois.

D'après la *Figure 5-1*, plus l'armature est exposée longtemps à l'air libre plus la corrosion est généralisée. Au début, elle a tendance à se localiser au niveau des verrous, puis à s'étendre sur toute la surface de l'armature. Les verrous font partie intégrante de l'armature, mais d'un point de vue métallurgique ils se comportent différemment du reste de la barre. En effet, la mise en forme de la barre et les traitements thermiques (trempe et auto-recuit) font des verrous un point « faible » avec des caractéristiques mécaniques (notamment la microstructure) différentes.

Pour ces différentes raisons, si lors des autopsies visuelles, une corrosion généralisée ou localisée de faible ampleur est présente au niveau des verrous, cela ne signifie pas forcément que les ions chlorure en sont la cause, mais qu'elle pouvait être déjà présente au moment du coulage de la pile.

2 Validation des avancées proposées dans l'interprétation d'un diagnostic de corrosion en milieu maritime

Pour valider les différentes avancées permettant de fiabiliser l'interprétation d'un diagnostic de corrosion en milieu maritime (Chapitre 4), 10 autopsies visuelles ont été réalisées en accord avec le Maître d'Ouvrage. Ces autopsies ont consisté à dégager les armatures au niveau d'un nœud (croisement entre les armatures horizontales et verticales), et d'analyser visuellement leurs niveaux de corrosion.

2.1 Validation des piles identifiées comme « saines »

Sur les piles PG et PN considérées comme « saines » (*Tableau 3-17*), 4 autopsies visuelles ont été réalisées. Les autopsies visuelles ont été réalisées sur la face de pile FC⁴⁰, qui est la face la plus exposée aux cycles humidification/séchage et celle qui présente, majoritairement, les épaisseurs d'enrobages des armatures les plus faibles (*Figure 3-1* et *Figure 3-2*).

Sur la face de pile PN-FC, 3 autopsies visuelles ont été réalisées. Une par zone de mesure, afin de vérifier l'état de corrosion suivant la hauteur, le long de l'armature verticale V7, pour les épaisseurs d'enrobage les plus faibles (*Figure 5-2*).

Sur la face de pile PG-FC, une autopsie visuelle a été réalisée au niveau des épaisseurs d'enrobage les plus faibles, à titre de vérification (*Figure 5-3*).

⁴⁰ Il a été supposé que si aux endroits les plus favorables au développement de la corrosion l'autopsie visuelle révèle qu'il n'y a pas d'activité de corrosion, alors il n'y en a pas non plus aux endroits les plus défavorables.

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure

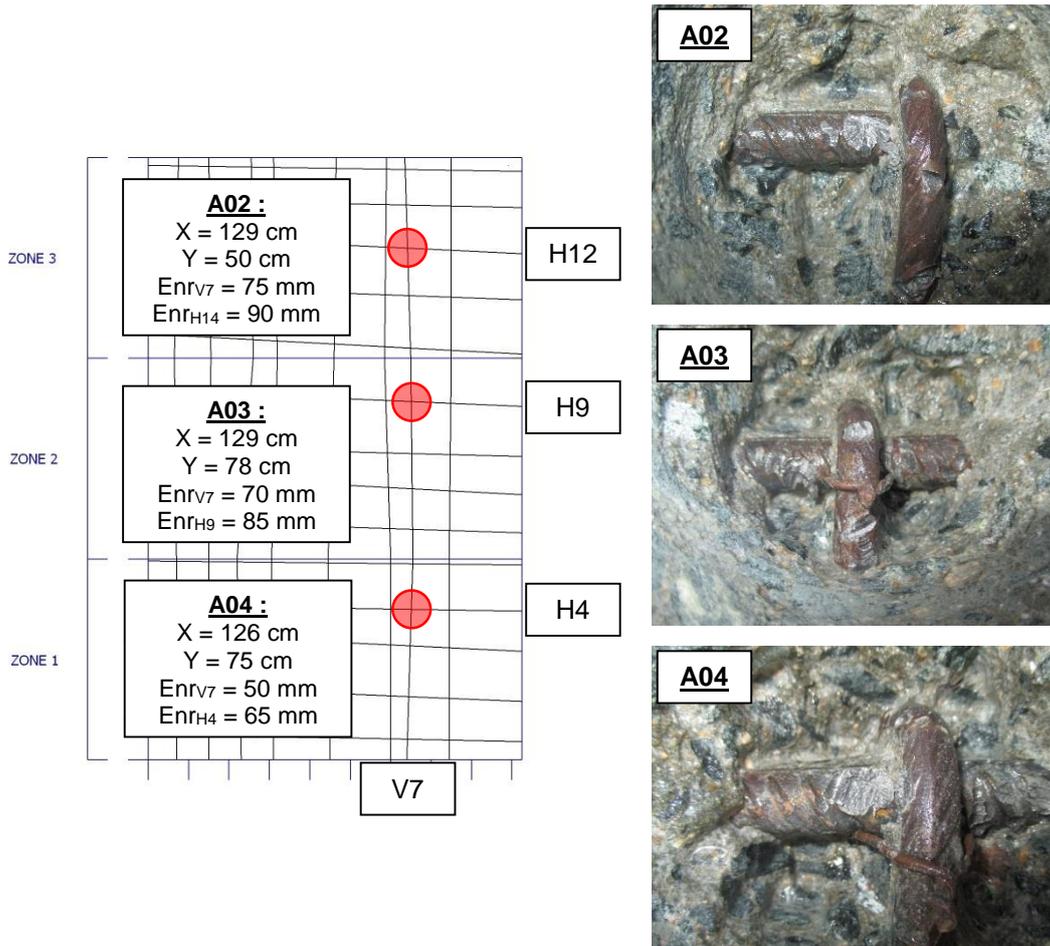


Figure 5-2 : Plan de ferrailage de la face de pile PN-FC avec implantation des autopsies visuelles en cercles rouges et photographies des armatures dégagées.

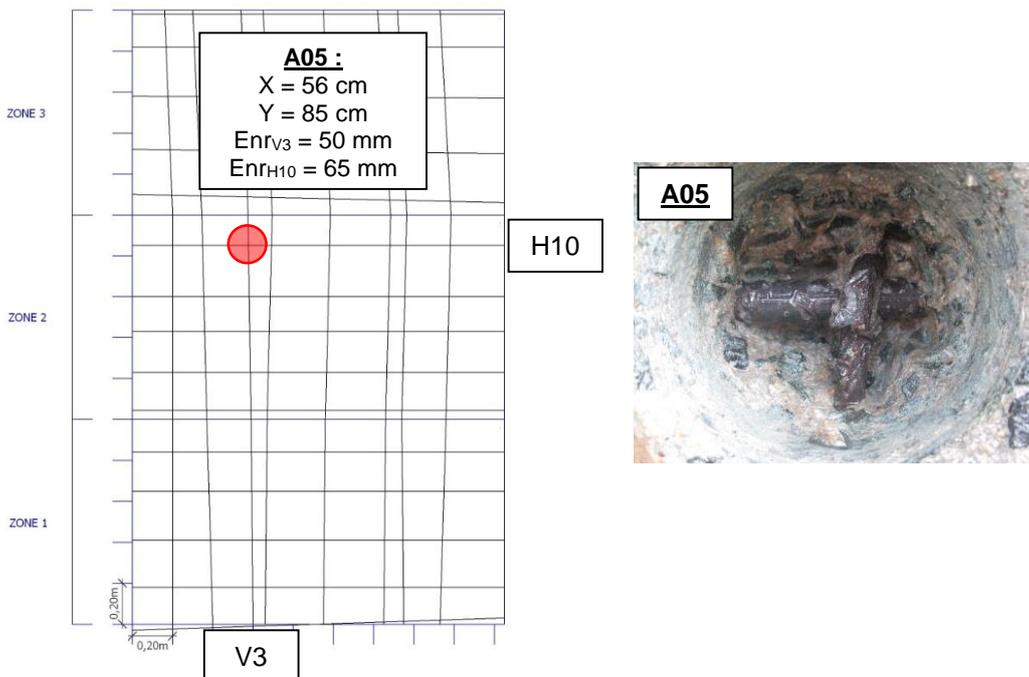


Figure 5-3 : Plan de ferrailage de la face de pile PG-FC avec implantation de l'autopsie visuelle en cercle rouge et photographie des armatures dégagées.

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure

Sur les photographies des autopsies visuelles (*Figure 5-2* et *Figure 5-3*), les armatures verticales sont plus proches du parement que les armatures horizontales. Ce constat est en opposition avec les plans de construction. Après vérification dans le dossier d'ouvrage, il s'avère que les armatures V3 et V7 ne sont pas réellement des armatures verticales structurales. Il s'agit en fait d'épingles qui maintiennent en position les deux lits d'armature horizontale entre eux.

Les photographies des autopsies visuelles (*Figure 5-2* et *Figure 5-3*) mettent en évidence que les armatures présentent toutes une corrosion généralisée de faible intensité, qui pourrait être attribuée à l'état initial de corrosion avant coulage du béton. Ce constat valide l'hypothèse que l'évolution verticale des mesures non-destructives est due au phénomène de marnage (création de gradients de teneur en eau, en oxygène et en ions chlorure au sein du parement en béton) et non à une activité de corrosion. En conclusion, les faces de pile PN-FC et PG-FC sont, effectivement, saines.

2.2 Validation de l'identification des zones singulières

Le Chapitre 4 a montré qu'en retranchant l'effet du phénomène de marnage et de la saisonnalité aux données brutes, les cartographies iso-valeurs fiabilisées obtenues permettaient de localiser les zones singulières, pouvant être représentatives d'une présomption du béton armé à la corrosion des armatures (*Tableau 4-12* et *Tableau 4-14*). Quatre autopsies visuelles ont été réalisées dans des zones singulières « indéterminées » situées sur différentes faces de pile (PB-FC, PE-FC, PE-FG et PI-FC), où les conclusions entre les cartographies iso-valeurs par saison divergent, voire sont même en opposition.

2.2.1 Face de pile : PB-FC

La face de pile PB-FC présente une zone singulière « indéterminée » localisée le long de l'arête gauche en partie supérieure. Le *Tableau 5-2* synthétise les cartographies iso-valeurs fiabilisées de potentiel de corrosion et de résistivité électrique, interprétées en utilisant les légendes présentées dans les *Tableau 3-6* et *Tableau 4-13*, obtenues pour les 4 saisons.

Les 4 cartographies iso-potentiel de corrosion mettent en évidence la présence d'une zone anodique localisée sur la partie supérieure de l'arête gauche. Cependant, la probabilité de corrosion associée à la zone anodique est différente suivant les saisons : élevée en hiver et au printemps et incertaine en été et en automne. Les 4 cartographies iso-résistivité électrique mettent en évidence la présence d'une zone humide localisée sur la partie supérieure de l'arête gauche. Cependant, le risque de corrosion associé à la zone humide est différent suivant les saisons : fort au printemps et en automne et modéré en hiver et en été. C'est pourquoi, une autopsie visuelle a été réalisée dans cette zone singulière « indéterminée » (*Figure 5-4*).

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure

Tableau 5-2 : Cartographies iso-valeurs fiabilisées de potentiel de corrosion et de résistivité électrique de la face de pile PB-FC.

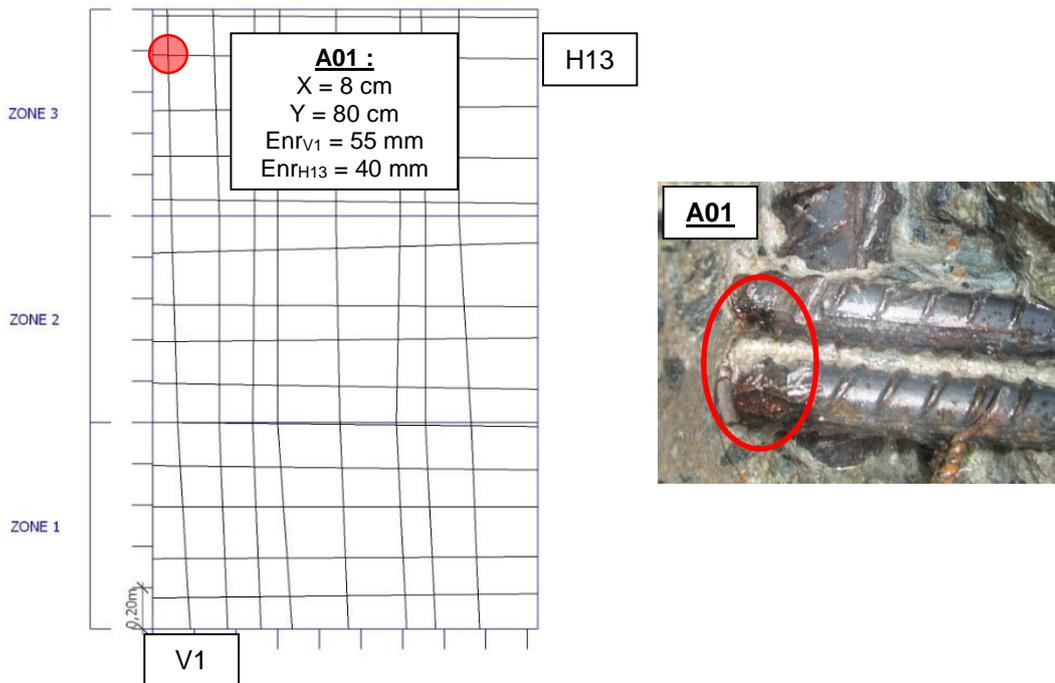
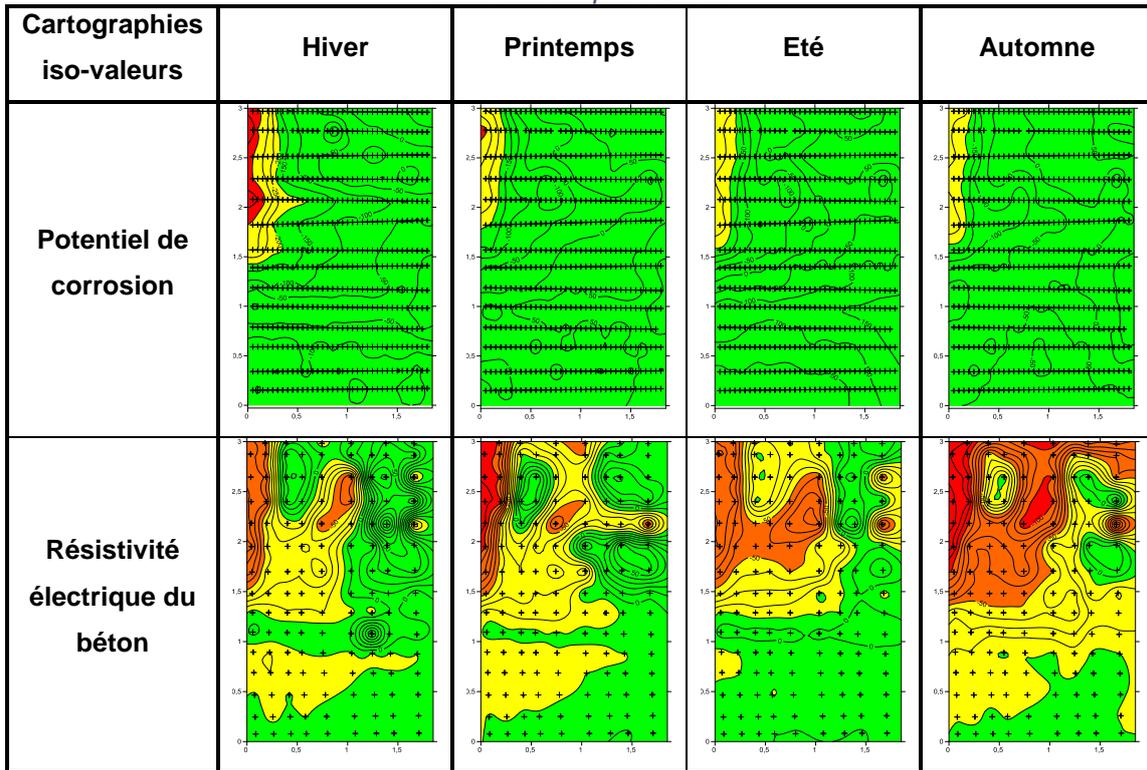


Figure 5-4 : Plan de ferrailage de la face de pile PB-FC avec implantation de l'autopsie visuelle en cercle rouge et photographie des armatures dégagées.

L'autopsie visuelle présentée sur la Figure 5-4 met en évidence que l'armature horizontale inférieure présente un point de corrosion avancée qui croit en profondeur (entouré en rouge sur la photographie),

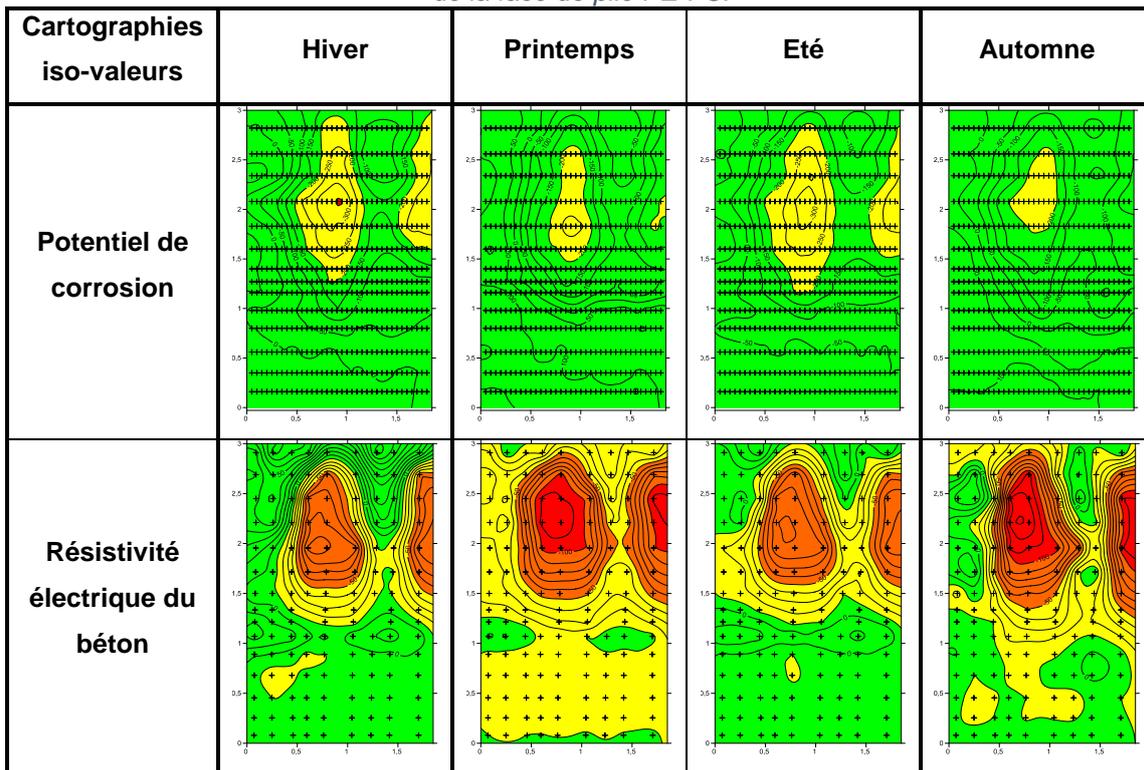
mais que, globalement, elle semble plutôt saine. Ce type de corrosion est typique d'une corrosion caverneuse (ou piqûre de corrosion ouverte) provoquée par les ions chlorure [Neville 1995, Page 1986].

L'activité de corrosion a bien été décelée par les interprétations fiabilisées du diagnostic de corrosion, mais à différentes échelles : probabilité de corrosion élevée ou incertaine suivant la saison. Cette observation montre que la probabilité de corrosion a été sous-estimée. Le diagnostic de corrosion repose sur des méthodes de mesure qui « moyennent » l'état de corrosion, il est donc très difficile, voire impossible, de différencier une corrosion localisée (piqûre) d'une corrosion généralisée.

2.2.2 Face de pile : PE-FC

La face de pile PE-FC présente une fissure verticale le long d'une armature. Ce désordre a été associé à une catégorie de présomption du béton armé à la corrosion des armatures avérée (*Tableau 3-3*). Cette fissure est représentée par une zone singulière « indéterminée ». Le *Tableau 5-3* synthétise les cartographies iso-valeurs fiabilisées de potentiel de corrosion et de résistivité électrique, interprétées en utilisant les légendes présentées dans les *Tableau 3-6* et *Tableau 4-13*, obtenues pour les 4 saisons.

Tableau 5-3 : Cartographies iso-valeurs fiabilisées de potentiel de corrosion et de résistivité électrique de la face de pile PE-FC.



Les 4 cartographies iso-potentiel de corrosion mettent en évidence la présence d'une zone anodique localisée au niveau de la fissure. Cependant, l'étendue de la zone anodique varie suivant les saisons. Elle est, néanmoins, toujours associée à une probabilité de corrosion incertaine. Les 4 cartographies iso-résistivité électrique mettent en évidence la présence d'une zone humide localisée au niveau de la fissure. Cependant, le risque de corrosion associé à la zone humide est différent suivant les saisons : fort au printemps et en automne et modéré en hiver et en été. L'étendue de la zone humide est

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure

équivalente pour les 4 cartographies. C'est pourquoi, 3 autopsies visuelles ont été réalisées dans cette zone singulière « indéterminée » le long de l'armature verticale V5, afin de vérifier l'état de corrosion suivant la hauteur (Figure 5-5).

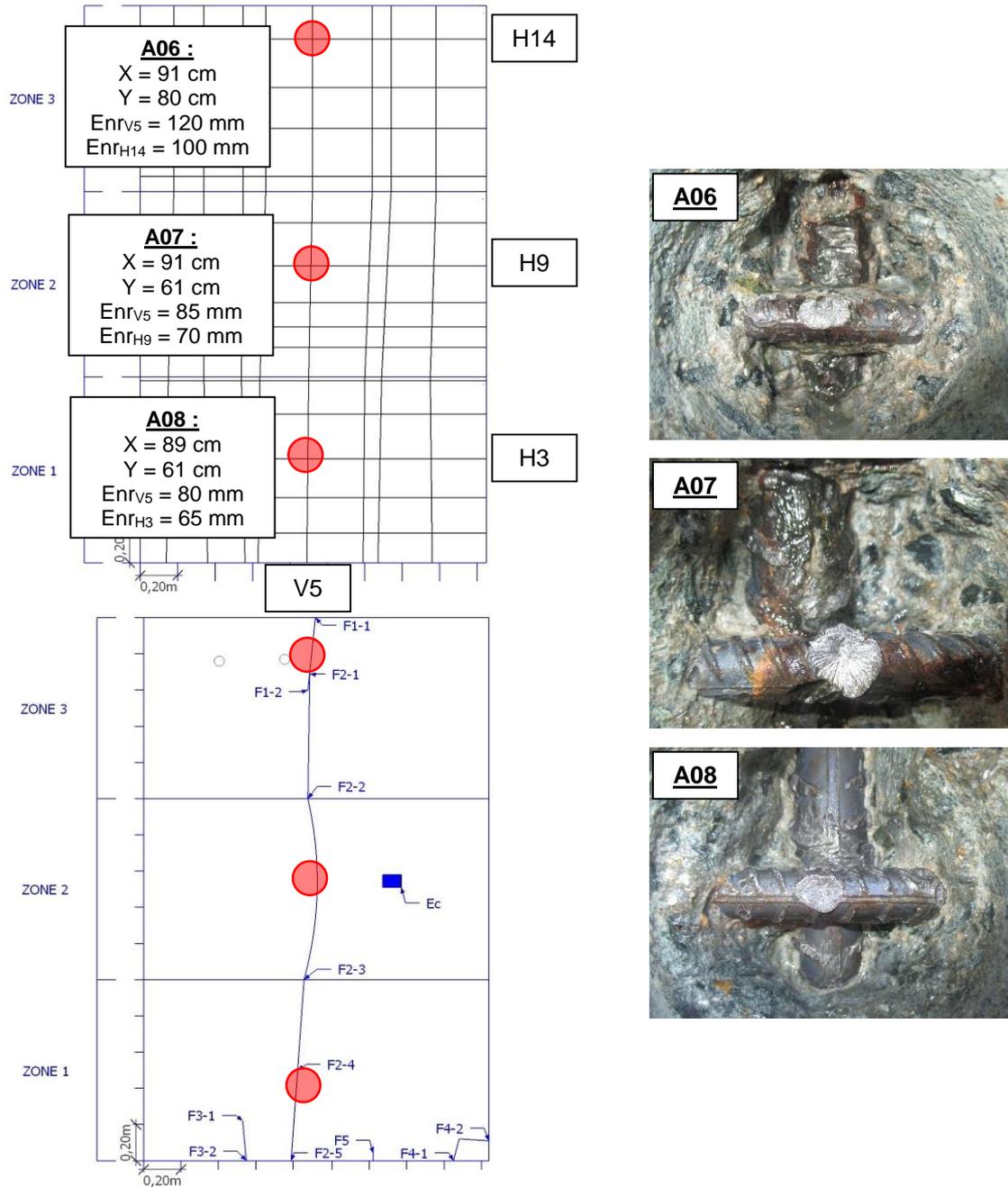


Figure 5-5 : Plan de ferrailage et carte des désordres visuels de la face de pile PE-FC avec implantation des autopsies visuelles en cercles rouges et photographies des armatures dégagées.

A partir des autopsies visuelles (Figure 5-5) plusieurs observations peuvent être faites :

- dans les zones de mesure Z2 et Z3, les armatures horizontales présentent une activité de corrosion de faible étendue et de moyenne intensité, où le passage du changement d'état d'activité de corrosion est nettement identifiable. Pour les armatures verticales, le constat est

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure

différent. En effet, il semblerait qu'elles soient recouvertes sur toute leur surface d'un film de couleur verte qui virerait vers la couleur orange en présence d'oxygène. Ce phénomène est typique de la présence d'une rouille verte stable en l'absence d'oxygène et associée aux ions chlorure sous forme complexe : $[\text{Fe}^{\text{II}}_3 \text{Fe}^{\text{III}} (\text{OH})_8]^+ \cdot [\text{Cl} \text{H}_2\text{O}]^-$ [Capra 2014, Génin 2001, Legrand 2001, Génin 1996, Refait 1993b, Refait 1993a] ;

- en zone de mesure Z1, les armatures présentent une corrosion située au niveau des verrous de faible intensité, qui pourrait être attribuée à l'état initial de corrosion avant coulage du béton. Cette observation tend à prouver que la corrosion n'est pas active et que, par conséquent, les armatures sont saines. Ce constat conforte les conclusions faites à partir des cartographies fiabilisées iso-valeurs (*Tableau 5-2*), puisque la zone singulière n'a jamais été identifiée en partie basse.

Dans la zone de mesure Z2, l'activité de corrosion a bien été décelée par les interprétations fiabilisées du diagnostic de corrosion, mais en indiquant seulement une probabilité de corrosion incertaine, alors que l'activité de corrosion est bien présente. La probabilité de corrosion a, par conséquent, été sous-estimée.

Pour la zone de mesure Z3, l'activité de corrosion a pu être décelée par certaines interprétations fiabilisées du diagnostic de corrosion, mais a été largement sous-estimée. Pour 2 cartographies iso-potentiel de corrosion elle est associée à une probabilité de corrosion incertaine, voire faible pour les 2 autres, alors qu'elle présente une activité de corrosion.

Ces deux constats tendent vers les mêmes conclusions, à savoir que la probabilité de corrosion a été sous-estimée. Ils peuvent être reliés au fait que la corrosion sur les zone de mesure Z2 et Z3 est de moyenne intensité, bien que liée aux ions chlorure, et de faible étendue.

2.2.3 Face de pile : PE-FG

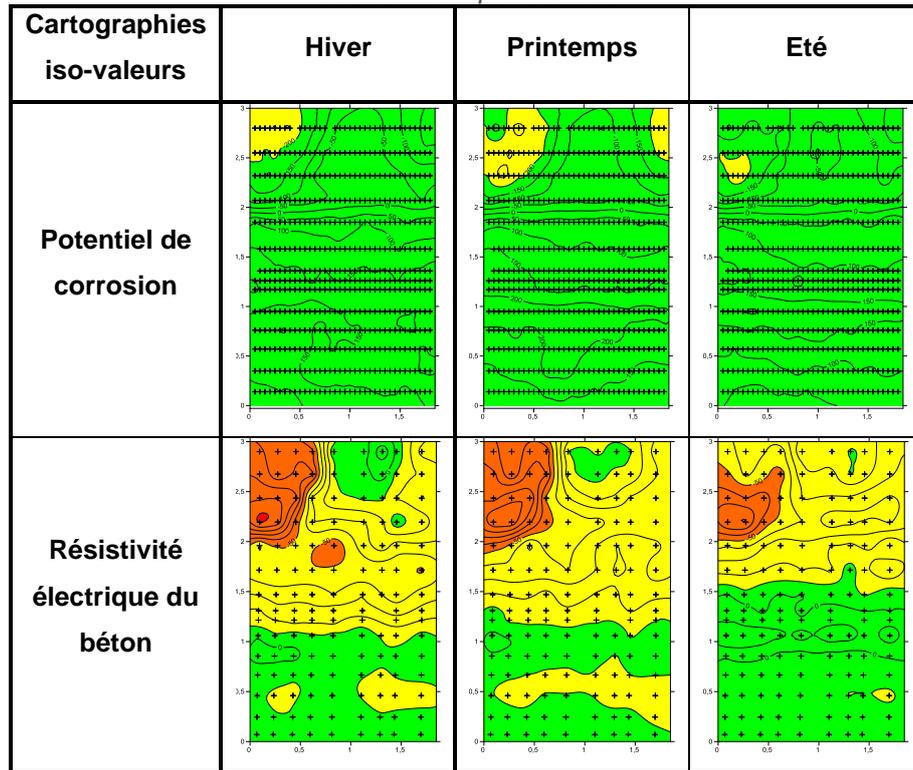
La face de pile PE-FG présente une épaufrure localisée⁴¹⁾ dans le coin supérieur gauche et une zone singulière « indéterminée » localisée dans le coin supérieur droit. Le *Tableau 5-4* synthétise les cartographies iso-valeurs fiabilisées de potentiel de corrosion et de résistivité électrique, interprétées en utilisant les légendes présentées dans les *Tableau 3-6* et *Tableau 4-13*, obtenues pour les 3 saisons⁴²⁾.

⁴¹⁾ Par soucis de sécurité (risque de chute d'une partie du parement en béton) la réalisation d'autopsie visuelle au niveau d'épaufrure n'a pas été envisagée.

⁴²⁾ Par manque de temps, la face de pile PE-FG n'a pas pu être diagnostiquée en automne.

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure

Tableau 5-4 : Cartographies iso-valeurs fiabilisées de potentiel de corrosion et de résistivité électrique de la face de pile PE-FG.



Seule la cartographie iso-potentiel de corrosion obtenue au printemps indique la présence d'une zone anodique associée à une probabilité de corrosion incertaine dans le coin supérieur droit. Alors que les 2 autres cartographies indiquent une zone à faible probabilité de corrosion. Les 3 cartographies iso-résistivité électrique ne mettent pas en évidence la présence d'une zone humide localisée dans le coin supérieur droit, puisque le risque de corrosion associé à cette zone est faible. C'est pourquoi, une autopsie visuelle a été réalisée dans cette zone singulière « indéterminée » (Figure 5-6).

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure

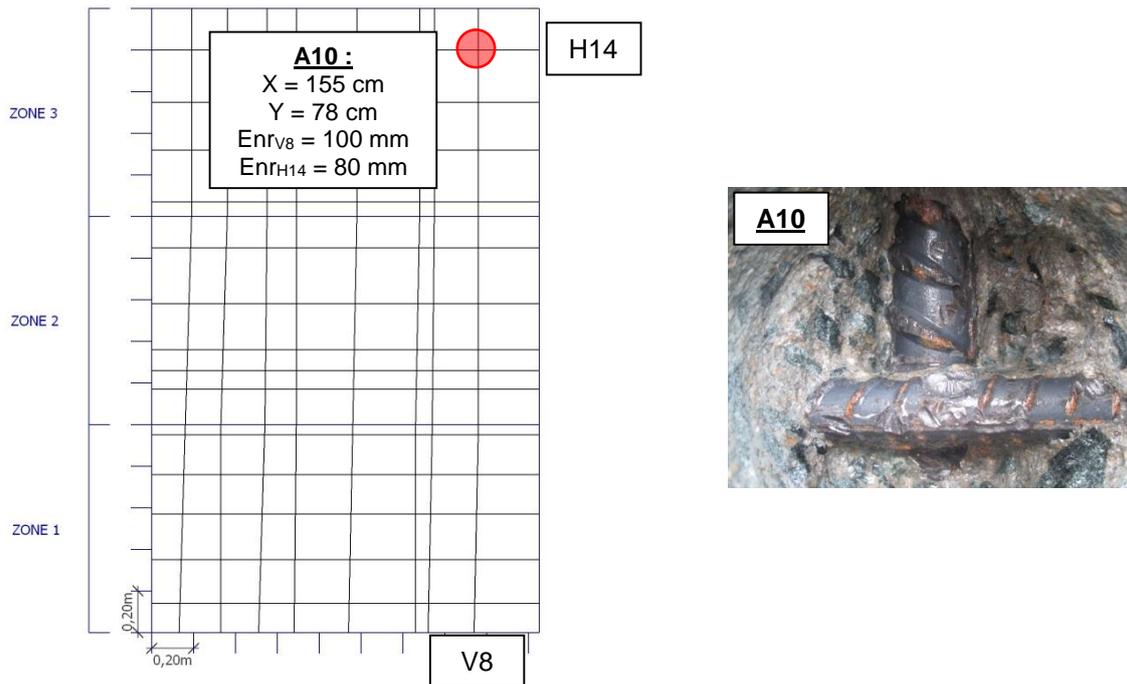


Figure 5-6 : Plan de ferrailage de la face de pile PE-FG avec implantation de l'autopsie visuelle en cercle rouge et photographie des armatures dégagées.

L'autopsie visuelle présentée sur la *Figure 5-6* met en évidence que les armatures présentent uniquement une corrosion au niveau des verrous de faible intensité, qui pourrait être attribuée à l'état initial de corrosion avant coulage du béton. Cette observation tend à prouver qu'au niveau de l'autopsie visuelle, la corrosion n'est que très peu avancée.

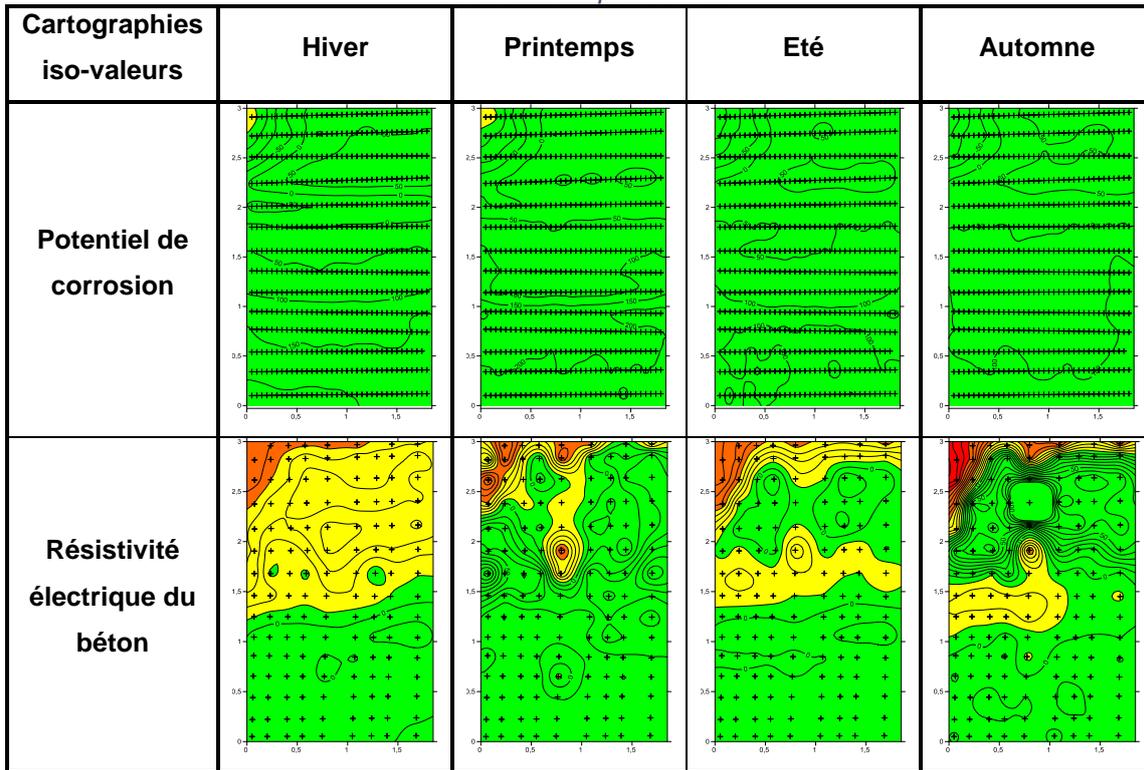
L'activité de corrosion décelée par la cartographie fiabilisée iso-potentiel de corrosion au printemps est donc trop alarmiste, ce qui montre que la probabilité de corrosion est parfois surestimée.

2.2.4 Face de pile : PI-FC

La face de pile PI-FC présente une zone singulière « indéterminée » localisée dans le coin supérieur gauche. Le *Tableau 5-5* synthétise les cartographies iso-valeurs fiabilisées de potentiel de corrosion et de résistivité électrique, interprétées en utilisant les légendes présentées dans les *Tableau 3-6* et *Tableau 4-13*, obtenues pour les 4 saisons.

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure

Tableau 5-5 : Cartographies iso-valeurs fiabilisées de potentiel de corrosion et de résistivité électrique de la face de pile PI-FC.



Deux des 4 cartographies iso-potentiel de corrosion mettent en évidence la présence d'une zone anodique associée à une probabilité de corrosion incertaine localisée dans le coin supérieur gauche. Les 2 autres cartographies, quant à elles, indiquent une zone à faible probabilité de corrosion. Les 4 cartographies iso-résistivité électrique mettent en évidence la présence d'une zone humide localisée dans le coin supérieur gauche. Cependant, le risque de corrosion associé à la zone humide est différent suivant les saisons : fort en automne et modéré en hiver, au printemps et en été. C'est pourquoi, une autopsie visuelle a été réalisée dans cette zone singulière « indéterminée » (Figure 5-7).

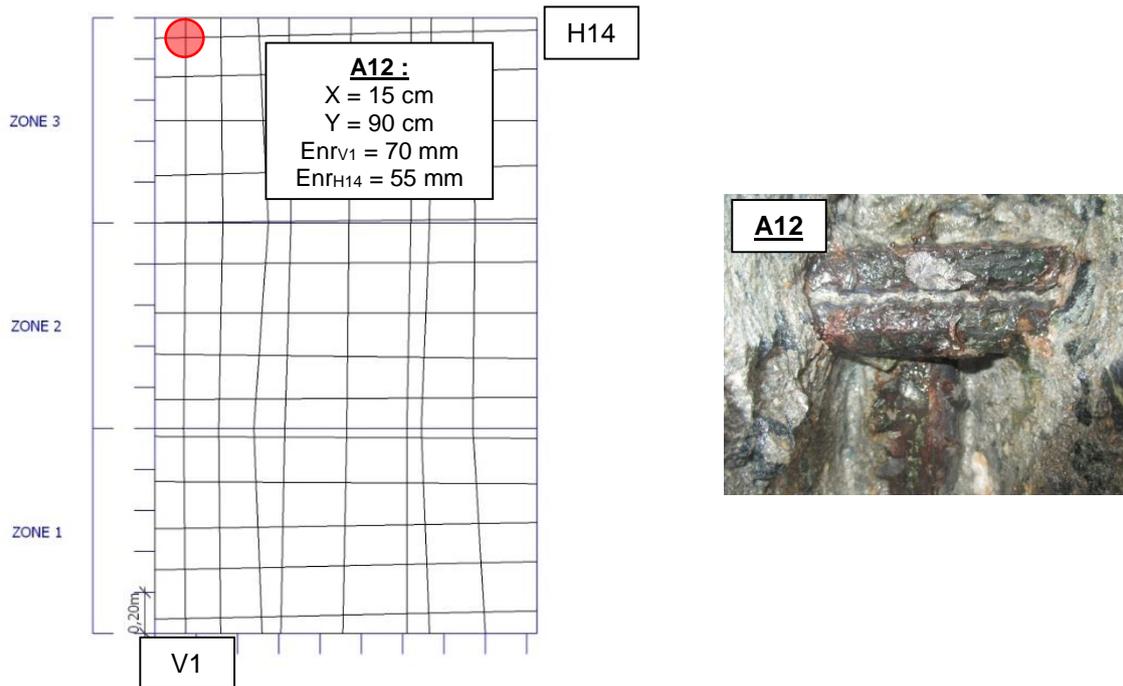


Figure 5-7 : Plan de ferrailage de la face de pile PI-FC avec implantation de l'autopsie visuelle en cercle rouge et photographie des armatures dégagées.

L'autopsie visuelle présentée dans le *Figure 5-7* présente des armatures fortement corrodées, avec les verrous qui ont ; pratiquement, disparu. De plus, les armatures semblent être recouvertes d'un film de couleur verte comme, déjà, rencontré sur les zones de mesure Z2 et Z3 de la face de pile PE-FC (*Figure 5-5*). Cette observation a été attribuée à la présence d'une rouille verte stable en l'absence d'oxygène et associée aux ions chlorure sous forme complexe : $[\text{Fe}^{\text{II}}_3 \text{Fe}^{\text{III}} (\text{OH})_8]^+ \cdot [\text{Cl} \text{H}_2\text{O}]^-$.

L'activité de corrosion a pu être décelée par certaines interprétations fiabilisées du diagnostic de corrosion, mais a été largement sous-estimée. Pour 2 cartographies iso-potentiel elle est associée à une probabilité de corrosion incertaine, faible pour les 2 autres, alors qu'elle présente une activité de corrosion certaine et importante.

3 Détermination des seuils de corrosion propres au pont de l'île de Ré

Les autopsies visuelles ont mis en évidence que les interprétations fiabilisées du diagnostic de corrosion permettaient de mettre en évidence des zones singulières, qui sont porteuses d'une activité de corrosion. Le risque de corrosion indiqué par les cartographies iso-résistivités électrique du béton semble être indicatif de l'activité de corrosion. Dans la plupart des cas, les cartographies iso-potentiel de corrosion indiquent une probabilité de corrosion incertaine ou faible, alors que l'activité de corrosion est avérée, la probabilité de corrosion est donc sous-estimée. C'est en partant de ce constat, qu'il a été décidé de déterminer les seuils de corrosion propres au pont de l'île de Ré.

3.1 Contexte d'étude

L'utilisation de la norme ASTM C876-91 [ASTM C876 1999] (*Tableau 3-6*) ne semble pas être applicable en l'état aux données de potentiel de corrosion fiabilisées du pont de l'île de Ré. Par exemple, sur certaines faces de pile, la probabilité de corrosion associée à une zone anodique peut être différente d'une saison à l'autre, comme c'est le cas pour la PB-FC (*Tableau 5-2*). De plus, l'autopsie visuelle réalisée sur la face de pile PI-FC (*Tableau 5-5*) a mis en évidence que la probabilité de corrosion associée à cette zone singulière pouvait être faible alors que l'armature présente une activité de corrosion avérée et importante. Il est, également, remarqué que l'étendue d'une zone anodique pouvait être différente suivant les saisons (*Tableau 5-3*).

Ainsi, les seuils indiqués par la norme ASTM C876-91 [ASTM C876 1999] ne sont pas absolus mais doivent être adaptés suivant l'ouvrage étudié, ou du moins suivant le type d'exposition auquel il est soumis. Cette hypothèse n'est pas nouvelle et a déjà été initiée au début des années 1990 par les travaux de Elsener [Elsener 1992, Elsener 1990]. Des mesures de potentiels de corrosion ont été effectuées sur cinq ouvrages, puis le béton d'enrobage a été retiré afin de déterminer l'état réel de corrosion des armatures. Ainsi pour chaque ouvrage, les seuils de potentiels entre un état de corrosion actif et passif ont pu être déterminés expérimentalement. Ces résultats ont été comparés à ceux obtenus lors d'une étude similaire réalisée sur une poutre en béton armé exposée à l'eau de mer [Baker 1986]. Les résultats obtenus sont présentés sur la *Figure 5-8* : les 5 premières colonnes correspondent aux ouvrages examinés par Elsener [Elsener 1992, Elsener 1990], la 6^{ème} colonne présente les résultats obtenus sur la poutre exposée à l'eau de mer [Baker 1986], et la dernière colonne correspond aux seuils proposés par la norme ASTM C876-91 [ASTM C876 1999].

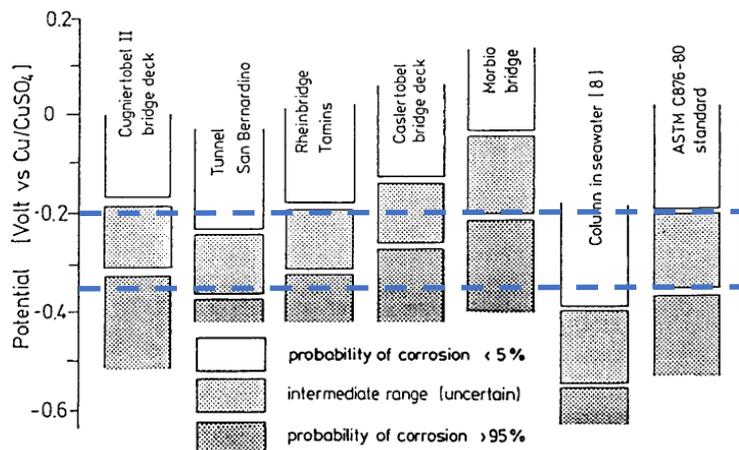


Figure 5-8 : Représentation des seuils de potentiel correspondant aux probabilités de corrosion déterminés sur 5 ouvrages différents [Elsener 1992, Elsener 1990], sur une poutre exposée à l'eau de mer [Baker 1986] et des seuils proposés par la norme ASTM C876 (représentés en traits pointillés bleus) [ASTM C876 1999] from [Elsener 1992].

L'objectif de cette partie est de tenter de définir des seuils de probabilité de corrosion propres au pont de l'île de Ré. Les résultats des inspections visuelles réalisées pour valider l'identification des zones

singulières peuvent être utilisés pour mener une étude préliminaire sur la détermination des seuils de corrosion spécifiques au pont de l'île de Ré.

3.2 Seuils de corrosion selon l'activité de corrosion

La détermination des seuils de corrosion propres à l'ouvrage, repose sur l'étude des potentiels de corrosion fiabilisés et, localisés au niveau des autopsies visuelles. Les armatures sont soit, en corrosion passive (seuls des signes d'oxydation dus à l'état initial de la corrosion avant coulage du béton) ou soit, en corrosion active (suivant différents degrés d'avancement de corrosion).

3.2.1 Armatures en corrosion passive

Parmi les 10 autopsies visuelles réalisées, les armatures ont été jugées passives, ou saines, pour 6 d'entre-elles. Il s'agit des autopsies visuelles réalisées sur les faces de pile : PN-FC (*Figure 5-2*), PG-FC (*Figure 5-3*), PE-FC-Z1 (*Figure 5-5*) et PE-FG-Z3 (*Figure 5-6*). A partir des cartographies iso-potentiel de corrosion fiabilisées, les valeurs de potentiel de corrosion fiabilisées au droit des autopsies visuelles ont été déterminées. Les résultats sont synthétisés dans le *Tableau 5-6*.

Tableau 5-6 : Synthèse des valeurs de potentiel de corrosion fiabilisées au droit des autopsies visuelles associées aux armatures saines.

Pile	Face	Zone	Potentiel de corrosion fiabilisé (mV)			
			Hiver	Printemps	Été	Automne
PN	FC	Z3	-34	-11	-15	-18
		Z2	-38	-15	-20	-32
		Z1	4	-14	-77	-65
PG	FC	Z2	19	2	12	-20
PE	FC	Z1	1	79	-34	68
	FG*	Z3	-82	-85	-91	X

* Par manque de temps, la face de pile PE-FG n'a pas pu être diagnostiquée en automne.

D'après les résultats présentés dans le *Tableau 5-6*, la valeur du potentiel de corrosion fiabilisé minimale obtenue pour les armatures saines au droit des autopsies visuelles est de -91 mV. Elle a été obtenue pour l'autopsie visuelle réalisée sur la face de pile PE-FG-Z3 en été. Par la suite, cette valeur de potentiel de corrosion a été considérée comme représentative du seuil entre une probabilité de corrosion faible et incertaine.

3.2.2 Armatures en corrosion active

Les 4 autres autopsies visuelles réalisées sur les faces de pile : PB-FC (*Figure 5-4*), PE-FC-Z2-Z3 (*Figure 5-5*) et PI-FC (*Figure 5-7*), ont révélé un état de corrosion active sur les armatures. A partir des cartographies iso-potentiel de corrosion fiabilisées, les valeurs de potentiel de corrosion fiabilisées au droit des autopsies visuelles ont été déterminées. Les résultats sont synthétisés dans le *Tableau 5-7*.

Tableau 5-7 : Synthèse des valeurs de potentiel de corrosion fiabilisées au droit des autopsies visuelles associées aux armatures présentant une corrosion avérée.

Pile	Face	Zone	Potentiel de corrosion fiabilisé (mV)			
			Hiver	Printemps	Été	Automne
PB	FC	Z3	-438	-370	-289	-247
PE	FC	Z3	-245	-212	-217	-199
		Z2	-247	-204	-249	-206
PI	FC	Z3	-196	-208	-187	-208

D'après les résultats présentés dans le *Tableau 5-7*, la valeur du potentiel de corrosion fiabilisé maximale obtenue pour les armatures présentant une corrosion active au droit des autopsies visuelles est de -187 mV. Elle a été obtenue pour l'autopsie visuelle réalisée sur la face de pile PI-FC-Z3 en été. Par la suite, cette valeur de potentiel de corrosion a été considérée comme représentative du seuil entre une probabilité de corrosion incertaine et élevée.

3.3 Synthèse

A partir des résultats présentés dans les paragraphes précédents, les seuils de probabilité de corrosion ont pu être définis pour le pont de l'île de Ré. Ils sont indiqués dans le *Tableau 5-8*.

Tableau 5-8 : Trois catégories de probabilité de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de potentiel de corrosion (les couleurs indiquent respectivement une probabilité faible en vert, incertaine en jaune et élevée en rouge) définies pour le pont de l'île de Ré.

Potentiel de corrosion (mV/Cu/CuSO ₄)	Probabilité de corrosion (%)
$E_{corr} < -190$	Elevée (> 90%)
$-190 \leq E_{corr} < -90$	Incertaine (≈50%)
$-90 \leq E_{corr}$	Faible (< 10%)

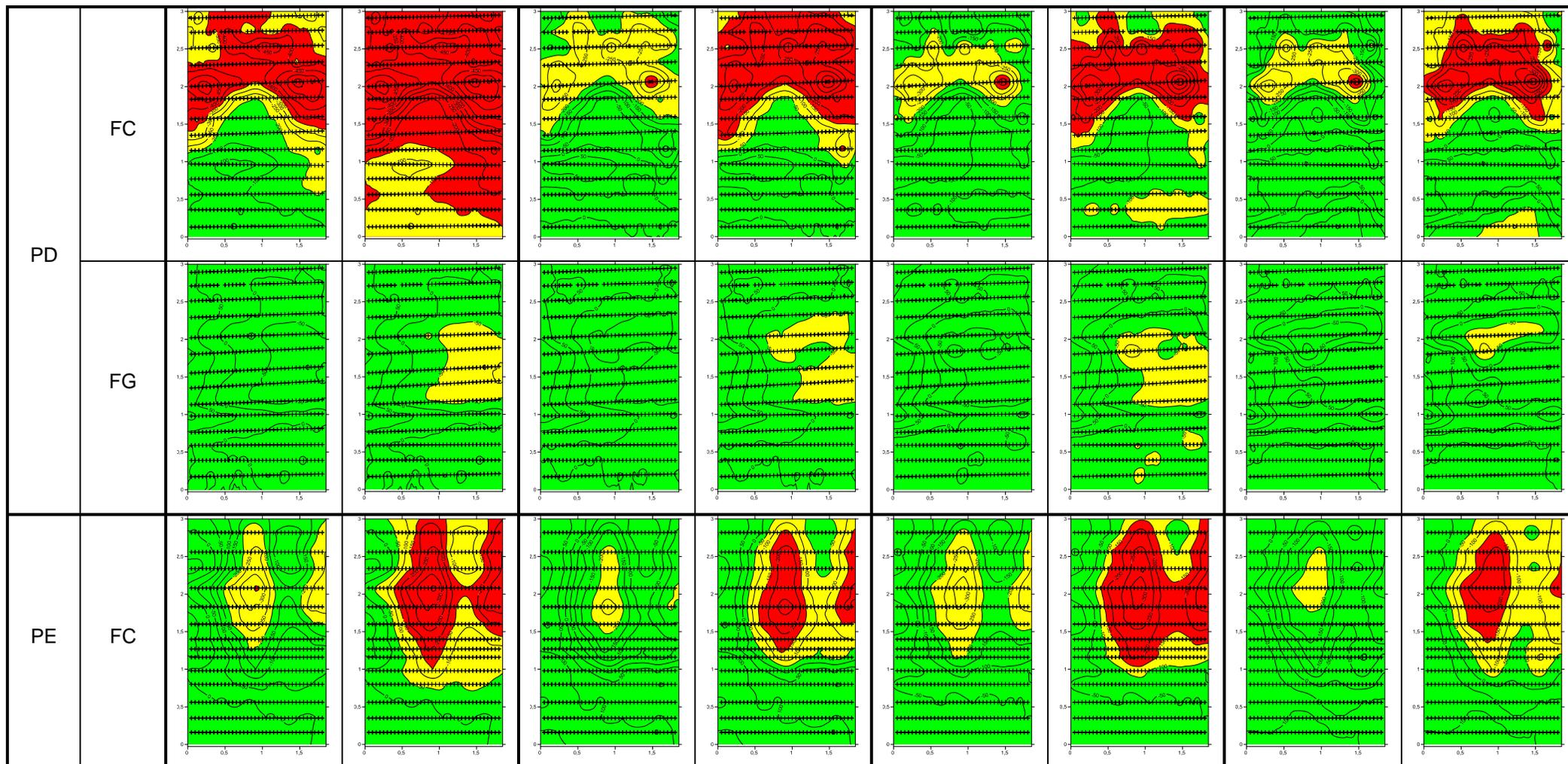
Le *Tableau 5-9* synthétise pour les 11 faces de pile étudiées par la campagne de mesure « Saisonnalité » (*Tableau 4-2*), les cartographies fiabilisées iso-potentiel de corrosion interprétées en utilisant les seuils de probabilité de corrosion proposés par la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999] (*Tableau 3-6*) et ceux définis pour le pont de l'île de Ré (*Tableau 5-8*).

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure

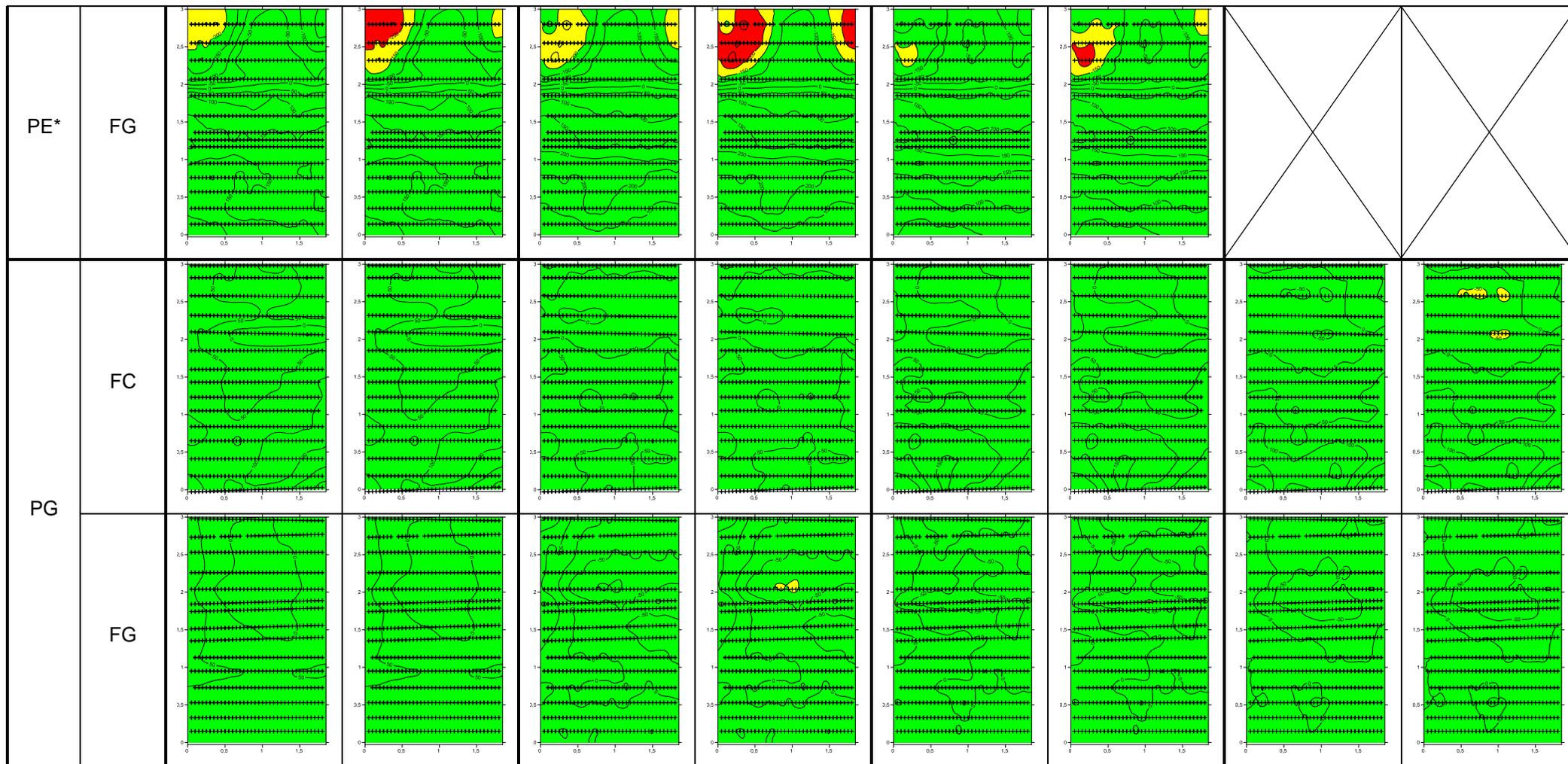
Tableau 5-9 : Cartographies iso-potentiel de corrosion fiabilisées interprétées en utilisant les seuils de probabilité de corrosion proposés par la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999] et ceux définis pour le pont de l'île de Ré.

Cartographies iso-potentiel de corrosion		Hiver		Printemps		Été		Automne	
Pile	Face	Seuils ASTM C876	Seuils pont de l'île de Ré	Seuils ASTM C876	Seuils pont de l'île de Ré	Seuils ASTM C876	Seuils pont de l'île de Ré	Seuils ASTM C876	Seuils pont de l'île de Ré
PB	FC								
	FG								

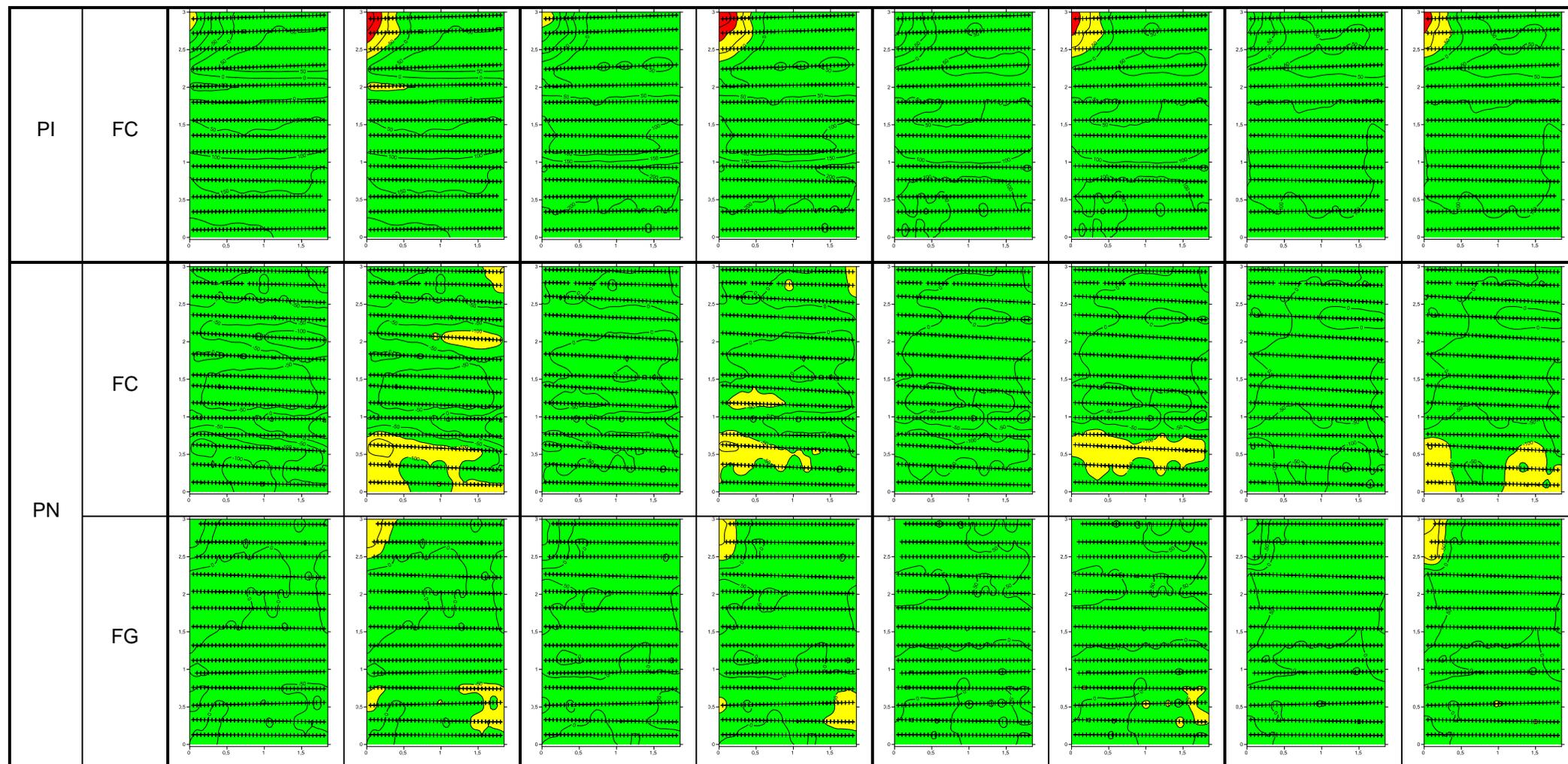
Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure



Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure



Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure



* Par manque de temps, la face de pile PE-FG n'a pas pu être diagnostiquée en automne.

D'après le *Tableau 5-9*, les cartographies iso-potentiel de corrosion interprétées à partir des seuils de probabilité de corrosion définis pour le pont de l'île de Ré apportent des conclusions plus pertinentes que celles interprétées par la norme ASTM C876 [ASTM C876 1999], pour plusieurs raisons :

- les faces de pile où les autopsies visuelles ont révélé une corrosion active (PB-FC, PE-FC, PI-FC), sont associées à une probabilité de corrosion élevée au niveau des armatures dégainées ;
- les désordres associés à la catégorie de présomption du béton armé à la corrosion des armatures avérée (*Tableau 3-3*), sont associés à une probabilité de corrosion élevée.

Ce dernier constat n'est pas vérifié pour la cartographie de la face de pile PD-FC obtenue en hiver. Sur cette cartographie particulière, l'utilisation de la norme ASTM C876 apportait des résultats très convenables alors que l'utilisation des seuils propres au pont de l'île de Ré indique que la quasi-totalité de la face de pile est associée à une probabilité de corrosion élevée.

Néanmoins, l'utilisation des seuils de corrosion définis pour le pont de l'île de Ré (*Tableau 5-8*) fait apparaître des zones associées à une probabilité de corrosion incertaine sur les cartographies iso-potentiel des faces de pile identifiées comme « saines » (PG-FC et PN-FC). Pour être en mesure de statuer de façon précise sur la pertinence des seuils de probabilité de corrosion définis pour les piles du pont de l'île de Ré, et également pour affiner ces seuils, il serait intéressant de procéder à des autopsies visuelles supplémentaires dans les zones « indéterminées ». Cela n'a pas été possible dans la suite du projet DéCoF-Ré.

4 Diagnostic de corrosion couplé à l'étude de durabilité

L'objectif de cette partie est de tenter d'expliquer pourquoi certaines faces de pile présentent des désordres de corrosion des armatures avérée (*Tableau 3-3*), ou bien des zones singulières pouvant être représentatives d'une activité de corrosion, alors que d'autres sont totalement saines. Pour ce faire, les résultats de l'étude de durabilité ont été pris en compte.

4.1 Etude de durabilité

Le béton armé est un assemblage de 2 matériaux de natures différentes : les armatures en acier et le béton. Pour juger de l'état de dégradation global d'un ouvrage en béton armé, il est nécessaire de qualifier ces 2 matériaux. Le diagnostic de corrosion sert à déterminer la vulnérabilité des armatures métalliques vis-à-vis de la corrosion, et l'étude de durabilité vise à déterminer les propriétés (indicateurs de durabilité et/ou témoins de durée de vie) du béton. C'est pourquoi, un diagnostic de corrosion est, généralement, accompagné d'une étude de durabilité.

Les résultats du diagnostic de corrosion sont mis en regard des profils de pénétration des ions chlorure⁴³, déterminés à partir des témoins de durée de vie, afin de déterminer le risque de corrosion des armatures. En effet, le risque est le produit d'un aléa et d'une vulnérabilité, ici la vulnérabilité

⁴³ L'ouvrage n'est pas carbonaté.

correspond aux conclusions du diagnostic de corrosion sur la présomption du béton armé à la corrosion des armatures, et l'aléa à la présence d'ions chlorure, en quantité suffisante, au niveau des armatures. Si ces 2 conditions sont réunies, les armatures présentent un risque de corrosion important.

Dans le béton armé, la corrosion peut s'initier lorsque les armatures ne sont plus protégées par le film passif (*Figure 1-4*). Les armatures ne sont plus passives, lorsque la teneur en ions chlorure au niveau des armatures a atteint un seuil critique. Cette valeur est fonction du rapport des concentrations en ions chlorure $[Cl^-]$ et en ions hydroxydes $[OH^-]$. Pour un béton non-carbonaté, comme c'est le cas pour celui des piles du pont de l'île de Ré, le seuil critique de teneur en ions chlorure est défini par un rapport des concentrations : $[Cl^-]/[OH^-] = 0,6$ [NF EN 206-1 2014]. Cette valeur correspond à une teneur en ions chlorure de 0,4% par rapport à la masse de ciment⁴⁴⁾ [Hauchecorne 2012, Baroghel-Bouny 2007]. Elle est appelée « concentration critique d'initiation de la corrosion » et est notée $[Cl^-]_{crit}$. Dans la pratique les ions chlorure sont dosés à partir de poudre de béton, la concentration des ions chlorure est, alors, exprimée en pourcentage de la masse béton. Selon l'*Équation 13* et d'après la formulation du béton B30F, utilisé pour la construction des piles du pont de l'île de Ré (*Tableau 2-2*), la concentration $[Cl^-]_{crit}$ de 0,4% par rapport à la masse de ciment correspond à une concentration de 0,067% par rapport à la masse de béton.

Pour étudier la pénétration des ions chlorure dans le béton, 51 carottes ($\Phi = 82$ mm ; $L = 15$ cm) ont été prélevées. Elles ont été réalisées sur les différentes zones de mesure (zone Z1, Z2 et/ou Z3) de plusieurs faces de pile, qui ont été sélectionnées pour étudier différents paramètres : environnementaux (zone d'exposition spécifiques au milieu maritime, exposition aux conditions maritimes ...), de construction (comparaison entre le B30F et le B40F) et certains désordres visuels.

4.2 Application sur deux catégories de présomption du béton armé à la corrosion des armatures

4.2.1 Face de pile « saine » : PN-FC

D'après les cartographies iso-potentiel de corrosion fiabilisées (*Tableau 5-9*), interprétées à partir des seuils de probabilité de corrosion définis pour les piles du pont de l'île de Ré (*Tableau 5-8*), la face de pile PN-FC présente, uniquement, des probabilités de corrosion faibles et incertaines. De plus, d'après les autopsies visuelles réalisées sur cette face de pile (*Figure 5-2*), les armatures présentent toutes une corrosion généralisée de faible intensité, qui pourrait être attribuée à l'état initial de corrosion avant coulage du béton. Ces 2 conclusions tendent vers le même constat, à savoir que la face de pile PN-FC est saine.

Les profils de pénétration des ions chlorure de la face de pile PN-FC obtenus sur les 3 zones de mesure sont présentés sur la *Figure 5-9*, où la « concentration critique d'initiation de la corrosion » pour les piles

⁴⁴⁾ Le seuil de 0,4% (par rapport à la masse de ciment) concerne la concentration en ions chlorure libres.

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure

du pont de l'île de Ré est également représentée. Pour les 3 zones de mesure, le « front critique des chlorures » est situé à une profondeur de : 41 mm en Z3, 31 mm en Z2 et 33 mm en Z1.

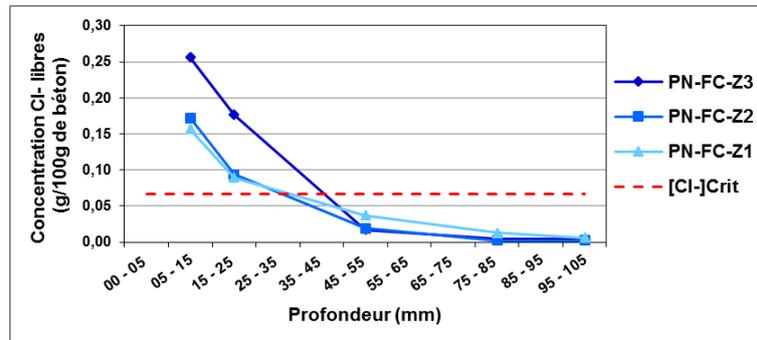


Figure 5-9 : Profils de pénétration des ions chlorure libres des 3 zones de mesure de la face de pile PN-FC.

L'analyse croisée des profils de pénétration des ions chlorure, et plus précisément le « front critique des chlorures », avec la distribution cumulée des épaisseurs d'enrobage des armatures, permet de déterminer le pourcentage d'armature pour lesquelles la corrosion peut être initiée. Ce sont celles dont l'épaisseur d'enrobage est inférieure au « front critique des chlorures ». Les résultats pour les 3 zones de mesure de la face de pile PN-FC sont présentés dans le *Tableau 5-10*

Tableau 5-10 : Analyse croisée des profils de pénétration des ions chlorure libre et des distributions cumulées des épaisseurs d'enrobage des armatures pour les 3 zones de mesure de la face de pile PN-FC.

Zone de mesure	Front critique des chlorures	Représentation cumulée des épaisseurs d'enrobage des armatures	Pourcentage d'enrobage inférieur au front critique des chlorures
Zone Z3	41 mm		<p><u>Horizontale :</u> 0%</p> <p><u>Verticale :</u> 0%</p>
Zone Z2	31 mm		<p><u>Horizontale :</u> 0%</p> <p><u>Verticale :</u> 0%</p>
Zone Z1	33 mm		<p><u>Horizontale :</u> 0%</p> <p><u>Verticale :</u> 0%</p>

L'intégralité des épaisseurs d'enrobage de la face de pile FC (Tableau 5-10) sont supérieures au « front critique des chlorures ». Ce qui signifie que même si les conditions pour amorcer la corrosion sont réunies, elle n'aurait pas lieu car les armatures sont toujours protégées par le film passif.

En conclusion, d'après le diagnostic de corrosion, les autopsies visuelles et l'étude de durabilité, la face de pile PN-FC ne présente pas de risque de corrosion particulier, et peut être par conséquent considérée comme « saine ».

4.2.2 Face de pile en corrosion active : PE-FC

La face de pile PE-FC présente une fissure le long d'une armature verticale. D'après les cartographies iso-potentiel de corrosion fiabilisées (Tableau 5-9), interprétées à partir des seuils de probabilité de corrosion définis pour les piles du pont de l'île de Ré (Tableau 5-8), au niveau de la fissure les zones de mesure Z3 et Z2 sont associées à une probabilité de corrosion élevée alors que la zone de mesure Z1 est associée à une probabilité de corrosion faible. Ceci a été confirmé par les autopsies visuelles

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure

(Figure 5-5). En effet, sur les zones de mesure Z3 et Z2 les armatures (horizontales et verticales) présentent sont associées à une corrosion active ; au contraire sur la zone de mesure Z1 les armatures sont saines, puisqu'elles présentent, seulement, une corrosion de faible intensité située au niveau des verrous. Cette différence de comportement des armatures vis-à-vis de la corrosion, suivant la hauteur, est intéressante et peut être expliquée par l'étude de durabilité.

Les profils de pénétration des ions chlorure de la face de pile PE-FC obtenus sur les 3 zones de mesure sont présentés sur la Figure 5-10, où la « concentration critique d'initiation de la corrosion » pour les piles du pont de l'île de Ré est également représentée. Pour les 3 zones de mesure, le « front critique des chlorures » est situé à une profondeur de : 62 mm en Z3, 71 mm en Z2 et 50 mm en Z1.

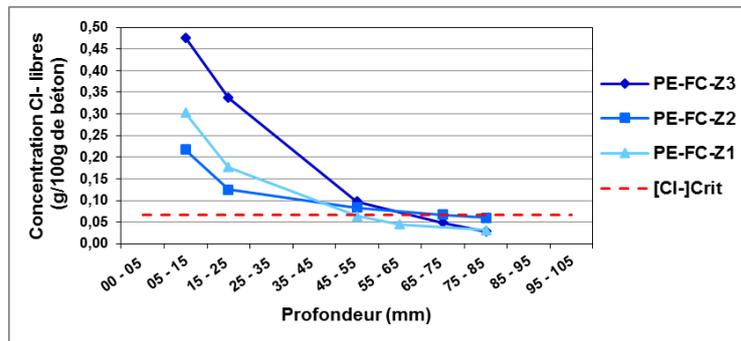


Figure 5-10 : Profils de pénétration des ions chlorure libres des 3 zones de mesure de la face de pile PE-FC.

L'analyse croisée des profils de pénétration des ions chlorure, et plus précisément le « front critique des chlorures », avec la distribution cumulée des épaisseurs d'enrobage des armatures, permet de déterminer le pourcentage d'armature pour lesquelles la corrosion peut être initiée. Ce sont celles dont l'épaisseur d'enrobage est inférieure au « front critique des chlorures ». Les résultats concernant les 3 zones de mesure de la face de pile PE-FC sont présentés dans le Tableau 5-11.

Chapitre 5 : Confrontation des résultats issus du diagnostic de corrosion aux autopsie visuelle et aux profils de pénétration des ions chlorure

Tableau 5-11 : Analyse croisée des profils de pénétration des ions chlorure libre et des distributions cumulées des épaisseurs d'enrobage des armatures pour les 3 zones de mesure de la face de pile PE-FC.

Zone de mesure	Front critique des chlorures	Représentation cumulée des épaisseurs d'enrobage des armatures	Pourcentage d'enrobage inférieur au front critique des chlorures
Zone Z3	62 mm		<p><u>Horizontale :</u> 0%</p> <p><u>Verticale :</u> 0%</p>
Zone Z2	71 mm		<p><u>Horizontale :</u> ~15%</p> <p><u>Verticale :</u> 0%</p>
Zone Z1	50 mm		<p><u>Horizontale :</u> 0%</p> <p><u>Verticale :</u> 0%</p>

D'après les résultats présentés dans le *Tableau 5-11*, les armatures situées en zone de mesure Z3 et Z1 sont protégées par le film passif. Contrairement, à la zone de mesure Z2, où ~15% des épaisseurs d'enrobage des armatures horizontales sont inférieures au « front critique des chlorures ».

Ces constats confirment les conclusions faites à partir du diagnostic de corrosion et des autopsies visuelles sur les zones de mesure Z2 et Z1, à savoir :

- La présence d'une zone anodique associée à une probabilité de corrosion élevée en zone de mesure Z2 ;
- l'absence d'une zone anodique localisée dans la zone de mesure Z1.

Néanmoins, sur la zone de mesure Z3 les armatures sont censées, toujours, être protégées par le film passif. Or, le diagnostic de corrosion et les autopsies visuelles indiquent une corrosion active. Les conclusions de l'étude de durabilité sont en opposition avec celles issues des 2 autres analyses. Il est possible qu'au droit de la fissure la concentration en ions chlorure libres soit bien plus importante que

sur le reste de la face, et notamment à l'endroit où la carotte a été prélevée. Le « front critique des chlorures » aurait donc atteint une profondeur plus importante, au moins jusqu'au niveau des armatures.

5 Conclusion

Grâce à la campagne d'autopsies visuelles qui a été menée sur les piles du pont de l'île de Ré, la méthode de traitement des données brutes proposée dans le Chapitre 4 a pu être validée. Le retrait de l'impact du phénomène de marnage et de la saisonnalité sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique, permet bien d'identifier les zones pouvant subir une activité de corrosion.

Les autopsies visuelles ont, également, permis d'affiner les probabilités de corrosion associées aux zones anodiques mises en évidence sur les cartographies iso-potentiel de corrosion. Les seuils de probabilité de corrosion, comme proposé par la norme ASTM C876, propres aux piles du pont de l'île de Ré ont pu être définis. L'utilisation de ces « nouveaux » seuils permet de statuer sans équivoque sur la probabilité de corrosion de la zone étudiée.

Pour finir, les conclusions faites à partir du diagnostic de corrosion ont été mises en relation avec celles faites à partir de l'étude de durabilité. Cette comparaison a mis en évidence que les 2 approches concordent vers les mêmes conclusions, tout en étant complémentaires entre elles. La surveillance des faces de pile présentant uniquement des zones anodiques associées à une probabilité de corrosion incertaine peut être priorisée à partir des résultats de l'étude de durabilité.

Chapitre 6 : Aide à la décision

La réalisation et l'interprétation du diagnostic de corrosion est une étape indispensable pour rendre compte de l'état de dégradation d'une structure. Cette étape a été traitée dans les chapitres précédents, et elle peut s'avérer difficile.

En ce qui concerne l'aide à la décision, des outils permettant de classer les états de dégradation de l'ouvrage vis-à-vis de la corrosion des armatures peuvent être proposés. Pour une meilleure gestion du parc d'ouvrages en béton armé vieillissant, le Maître d'Ouvrage nécessite de mieux connaître l'état de dégradation des ouvrages puis de décider des actions à mener, en termes : de suivi, de prévention, de maintenance et de réhabilitation/réparation. La prise de décision est un enjeu essentiel qui permet d'assurer la pérennité de l'ouvrage, et éviter ainsi des conséquences graves au niveau humain, économique, social ou encore environnemental.

Le Chapitre 6 de ce manuscrit propose une méthode de classification de données, basée sur des outils mathématiques qui n'ont pas d'*a priori* de résultats. Néanmoins, les outils d'aide à la décision utilisés sont, actuellement, en cours de développement. Ils doivent être testés sur le jeu de données, afin de choisir le plus pertinent pour le cas d'étude. Les résultats présentés sont, donc, des résultats préliminaires. La classification des données, appliquée aux données expérimentales des piles du pont de l'île de Ré, en combinant différents types de mesure (potentiel de corrosion des armatures et résistivité électrique du béton), permettrait de classer les faces de piles en différents groupes selon leur état de corrosion. Ce chapitre s'articule autour de 3 parties : (i) les méthodes de classification non-supervisées des données, (ii) des essais paramétriques et enfin (iii) l'application aux données fiabilisées.

Dans la suite de ce manuscrit de thèse, 3 méthodes de clustering ont été utilisées (2 méthodes hiérarchiques et 1 méthode par partition), elles sont détaillées dans les paragraphes suivants. Cependant ces différentes méthodes de classification reposent sur la similarité ou dissimilarité entre les données d'entrée, c'est pourquoi les mesures des distances permettant de caractériser la dissimilarité et/ou l'inertie entre les données sont également présentées. Les différentes classifications de données, présentées dans ce chapitre, ont toutes été réalisées en utilisant le logiciel libre SODAS (Symbolic Official Data Analysis System), qui a été développé dans le cadre du projet ASSO (Analysis System of Symbolic Official data – de 2001 à 2003) [Diday 2008].

1 Méthodes de classification non-supervisées des données

Cette partie présente les différentes méthodes de classifications de donnée utilisées dans ce chapitre. Il s'agit de méthodes de classification dites non-supervisées, qui consistent à grouper un ensemble de données dans plusieurs groupes distincts (appelés clusters par la suite).

1.1 Mesure des distances de dissimilarité et d'inertie

Avant de présenter les différentes méthodes de clustering utilisées, il est nécessaire de définir les mesures de distance sur lesquelles elles reposent pour déterminer les similarités et dissimilarités entre les données qui permettent de créer les clusters.

La dissimilarité entre les données est évaluée par une fonction qui estime les « distances » entre chaque donnée d'entrée [Esposito 2000] : lorsque la distance entre 2 données est faible, elles peuvent être considérées comme proches et donc similaires. Au contraire, lorsque la distance est importante, les données sont considérées comme éloignées et donc différentes.

A partir de la fonction de distance, le clustering consiste à minimiser la somme des distances entre les membres d'un même cluster (inertie intra-cluster) et maximiser celle entre les différents clusters (inertie inter-clusters). L'objectif du clustering est de fournir un ensemble de clusters avec une grande dissimilarité intra-cluster (groupes intrinsèques) et une grande dissimilarité inter-cluster (groupes isolés).

Le choix de la fonction de distance utilisée est donc une étape importante qui conditionne les résultats de la classification de données. Dans la littérature, il existe plusieurs fonctions de distance [Malerba 2002, Malerba 2001], comme par exemple : la distance Euclidienne, de De Carvalho, de Hausdorff, de Gowda-Diday, d'Ichino-Yaguchi ...

Dans le cadre de ce travail de thèse, 2 fonctions de distance ont été utilisées : la distance de Hausdorff dans le cas où les données d'entrée sont représentées en intervalles min/max, et la distance de De Carvalho lorsque les données d'entrée sont transformées en histogramme. Ces 2 fonctions de distance ont été choisies car elles ont été comparées avec d'autres fonctions de distance dans plusieurs études et ce sont celles qui ont apporté les résultats les plus pertinents [Cury 2010a, Cury 2010b, Cury 2009, Billard 2006].

Pour décrire les 2 fonctions de distance (distance de Hausdorff et distance de De Carvalho) un ensemble d'essai dynamique (noté \mathbf{E}) a été considéré, chaque essai pouvant être composé de plusieurs variables (notées \mathbf{q}). Dans ce chapitre, les essais correspondent aux différentes faces de pile étudiées, qui sont composées de 2 variables : les mesures de potentiels de corrosion sur les armatures horizontales ainsi que les mesures de résistivité électrique du béton de surface⁴⁵).

1.1.1 Distance de Hausdorff

Les différents essais ($\mathbf{\Omega}=\{\mathbf{E}_1, \mathbf{E}_2, \dots, \mathbf{E}_n\}$, avec n le nombre total d'essais) sont respectivement représentés par leurs intervalles min/max pour la variable \mathbf{q} considérée ($\mathbf{E}=\{[\mathbf{E}_{1,inf} ; \mathbf{E}_{1,sup}]_{\mathbf{q}}, [\mathbf{E}_{2,inf} ; \mathbf{E}_{2,sup}]_{\mathbf{q}}, \dots, [\mathbf{E}_{i,inf} ; \mathbf{E}_{i,sup}]_{\mathbf{q}}\}$). La distance de Hausdorff ($\varphi_{\mathbf{q}}(\mathbf{E}_1, \mathbf{E}_2)$) entre les essais \mathbf{E}_1 et \mathbf{E}_2 associée à la variable \mathbf{q} est calculée d'après l'Équation 68.

$$\varphi_{\mathbf{q}}(\mathbf{E}_1, \mathbf{E}_2) = \text{Max}(|\mathbf{E}_{1,inf} - \mathbf{E}_{2,inf}|_{\mathbf{q}}, |\mathbf{E}_{1,sup} - \mathbf{E}_{2,sup}|_{\mathbf{q}}) \quad \text{Équation 68}$$

De façon plus générale, en considérant l'ensemble des essais et toutes les variables la matrice des distances de Hausdorff ($\mathbf{d}^2(\mathbf{E}_i, \mathbf{E}_j)$) normalisées peut être obtenue de la façon suivante (Équation 69) :

⁴⁵ Dans la suite du manuscrit de thèse, les mesures de potentiel de corrosion sur les armatures horizontales sont notées **EcorrH** et les mesures de résistivité électrique du béton de surface sont notées **Resi**.

$$d^2(\mathbf{E}_i, \mathbf{E}_j) = \sum_{q=1}^v \left(\frac{\varphi_q(\mathbf{E}_i, \mathbf{E}_j)}{H_q} \right)^2 ; i, j = 1, 2, \dots, n \quad \text{Équation 69}$$

Avec : v le nombre de variables utilisées et H_q le paramètre de normalisation calculée par l'Équation 70.

$$H_q^2 = \frac{1}{2n^2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n [\varphi_q(\mathbf{E}_i, \mathbf{E}_j)]^2 \quad \text{Équation 70}$$

1.1.2 Distance de De Carvalho

Les différents essais ($\mathbf{E}=\{\mathbf{E}_1, \mathbf{E}_2, \dots, \mathbf{E}_n\}$) sont respectivement représentés par leurs histogrammes (composés de m catégories) pour la variable q considérée ($\mathbf{E}=\{[\mathbf{E}_1^{q,1} ; \mathbf{E}_1^{q,2} ; \dots ; \mathbf{E}_1^{q,m}], [\mathbf{E}_2^{q,1} ; \mathbf{E}_2^{q,2} ; \dots ; \mathbf{E}_2^{q,m}], \dots, [\mathbf{E}_i^{q,1} ; \mathbf{E}_i^{q,2} ; \dots ; \mathbf{E}_i^{q,m}]\}$). La donnée $\mathbf{E}_j^{q,k}$ est la valeur de pourcentage associée à la catégorie k de l'histogramme correspondant à la variable q de l'essai \mathbf{E}_j .

La distance de De Carvalho ($\varphi_q(\mathbf{E}_1, \mathbf{E}_2)$) entre les essais \mathbf{E}_1 et \mathbf{E}_2 associée à la variable q est calculée d'après l'Équation 71.

$$\varphi_q(\mathbf{E}_1, \mathbf{E}_2) = \sum_{k=1}^m \left(\frac{\mathbf{E}_1^{q,k} - \mathbf{E}_2^{q,k}}{\mathbf{E}_1^{q,k} + \mathbf{E}_2^{q,k}} \right) \quad \text{Équation 71}$$

De façon plus générale, en considérant l'ensemble des essais \mathbf{E} et toutes les variables q la matrice des distances de De Carvalho ($d^2(\mathbf{E}_i, \mathbf{E}_j)$) normalisées peut être obtenue de la façon suivante (Équation 72) :

$$d^2(\mathbf{E}_i, \mathbf{E}_j) = \sum_{q=1}^v \sum_{k=1}^m \left[\left(v \sum_{u=1}^n \mathbf{E}_u^{q,k} \right)^{-1} \left(\mathbf{E}_i^{q,k} - \mathbf{E}_j^{q,k} \right)^2 \right] ; i, j = 1, 2, \dots, n \quad \text{Équation 72}$$

1.1.3 Détermination des inerties

Pour optimiser le clustering des essais, la somme des distances entre les membres d'un même cluster, l'inertie intra-cluster (notée \mathbf{I}), doit être minimisée. Ce qui revient à minimiser l'inertie totale intra-cluster (notée \mathbf{W}) de l'ensemble des clusters. La Figure 6-1 illustre les notions des inerties inter-cluster et intra-clusters.

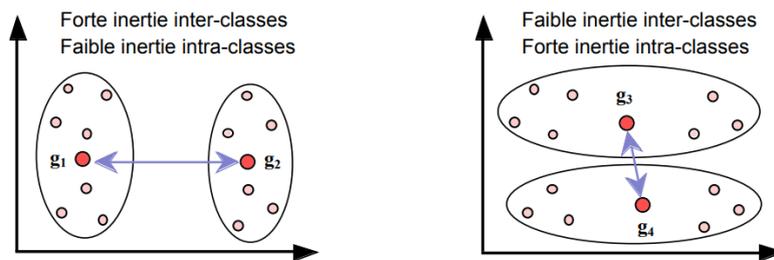


Figure 6-1 : Illustration schématique d'une inertie intra-cluster faible et d'une inertie intra-cluster élevée.

En considérant une partition \mathbf{P}_r composée de r clusters ($\mathbf{P}_r = \{\mathbf{C}^1, \mathbf{C}^2, \dots, \mathbf{C}^r\}$), l'inertie intra-cluster d'un cluster \mathbf{C}^k qui contient n_k essais peut être déterminée à partir de la matrice des distances normalisées ($\mathbf{d}^2(\mathbf{E}_i, \mathbf{E}_j)$) précédemment calculée (Équation 69 et Équation 72), comme indiqué par l'Équation 73 :

$$I(\mathbf{C}^k) = \frac{1}{n * n_k} \sum_{i=1}^{n_k} \sum_{j>i=1}^{n_k} d^2(\mathbf{E}_i, \mathbf{E}_j) \quad \text{Équation 73}$$

La matrice des distances normalisées ($\mathbf{d}^2(\mathbf{E}_i, \mathbf{E}_j)$) est symétrique, c'est pourquoi seuls les éléments de la matrice triangulaire supérieure sont pris en compte dans le calcul de l'inertie intra-cluster d'un cluster (Équation 73).

L'inertie totale intra-cluster de la partition \mathbf{P}_r (notée $\mathbf{W}(\mathbf{P}_r)$) est estimée comme étant égale à la somme de toutes les inerties intra-cluster $I(\mathbf{C}^k)$ des clusters appartenant à \mathbf{P}_r (Équation 74).

$$\mathbf{W}(\mathbf{P}_r) = \sum_{k=1}^r I(\mathbf{C}^k) \quad \text{Équation 74}$$

L'optimisation du clustering peut être achevée en maximisant l'énergie inter-clusters (notée \mathbf{B}). L'inertie inter-clusters de la partition $\mathbf{B}(\mathbf{P}_r)$ peut être déterminée à partir de l'inertie totale intra-cluster ($\mathbf{W}(\mathbf{P}_r)$, Équation 74) et de l'inertie de l'ensemble des essais (notée $\mathbf{W}(\mathbf{\Omega})$), comme indiqué ci-dessous (Équation 75) :

$$\mathbf{B}(\mathbf{P}_r) = \mathbf{W}(\mathbf{\Omega}) - \mathbf{W}(\mathbf{P}_r) \quad \text{Équation 75}$$

1.2 Méthode des divisions hiérarchiques

Les méthodes de division hiérarchiques de type divisives sont itératives. A chaque étape les données sont partitionnées de façon descendante. Initialement, l'ensemble des essais sont compris dans un seul et même cluster, au fur et à mesure des itérations le cluster initial est partitionné jusqu'à obtenir un partitionnement avec n clusters (n étant le nombre d'essai) où chaque cluster contient uniquement un seul essai. En pratique, l'objectif n'est pas d'atteindre n clusters, mais de regrouper les essais dans un certain nombre de clusters spécifiés en amont.

Le cluster initial \mathbf{C} , qui contient l'ensemble des essais \mathbf{E} , est divisé en 2 clusters distincts ($\{\mathbf{C}^1, \mathbf{C}^2\}$) lors de la première itération de l'algorithme. Le partitionnement est effectué en déterminant les essais qui satisfont (ou non) un ou plusieurs critères logiques (notés \mathbf{q}_i), comme décrit par l'Équation 76. Le (ou les) critère(s) logique(s) est/sont défini(s) par l'évaluation d'une variable « discriminante » et de la « valeur de coupure » associée, qui sont obtenue à partir de la minimisation des inerties intra-cluster.

$$\begin{aligned} \mathbf{C}^1 &= \{\mathbf{E}_i | \mathbf{q}_i(\mathbf{E}_i) = 1\} \\ \mathbf{C}^2 &= \{\mathbf{E}_i | \mathbf{q}_i(\mathbf{E}_i) = 0\} \end{aligned} \quad \text{Équation 76}$$

Le couple « variable discriminante/valeur de coupure » est déterminé mathématiquement par l'algorithme. Pour ce faire, plusieurs étapes sont nécessaires :

1. les valeurs représentatives des différentes variables pour chaque essai sont calculées (\mathbf{v}_{r,q_i}) :

- Lorsque les variables d'entrée sont représentées par leurs intervalles min/max, la valeur représentative est la valeur moyenne de l'intervalle ;
 - Lorsque les variables d'entrées sont représentées par des histogrammes, la valeur représentative est le centre de gravité de la distribution.
2. pour chaque variable, les essais sont réorganisés en classant les valeurs représentatives par ordre croissant ;
 3. pour chaque variable, les valeurs de coupures ($vc_{q,i}$) sont calculées en prenant la valeur moyenne des valeurs représentatives $vr_{q,i}$ et $vr_{q,i+1}$, comme indiqué ci-après (Équation 77) :

$$vc_{q,i} = \frac{vr_{q,i} + vr_{q,i+1}}{2} ; i, j = 1, 2, \dots, n - 1 \quad \text{Équation 77}$$

4. pour chaque paire « variable/valeur de coupure », les inerties intra-cluster et inter-clusters sont calculées à partir des Équation 73, Équation 74 et Équation 75 ;
5. la paire optimale, qui correspond au couple « variable discriminante/valeur de coupure », est celle qui minimise l'inertie intra-cluster et maximise l'inertie inter-clusters.

A partir du couple « variable discriminante/valeur de coupure », le premier partitionnement des essais peut être effectué, en répondant à la question suivante : « Est-ce que « Variable discriminante » ≤ « Valeur de coupure » ? ». Si la réponse est oui, les essais qui satisfont à ce critère sont classés dans le cluster C^1 , et ceux qui ne répondent pas à ce critère (la réponse est non) sont classés dans le cluster C^2 . Lorsque le nombre de clusters souhaité initialement est supérieur à 2, l'itération suivante procède suivant la même méthodologie. Dans ce cas, le partitionnement concerne le cluster le plus hétérogène, c'est-à-dire celui qui présente la somme des inerties inter-clusters maximale (à noter que l'autre cluster ne sera pas partitionné). Ainsi, un nouveau couple « variable discriminante/valeur de coupure » sera déterminé pour ce cluster... Et ainsi de suite jusqu'à obtenir le nombre de clusters souhaité.

Dans le cadre du diagnostic des piles du pont de l'île de Ré, différentes méthodologies de clustering ont été utilisées pour effectuer la classification des 14 faces de pile FC à partir de leurs données brutes (avant fiabilisation des données), qui sont composées de 2 variables : **EcorrH** et **Resi**. Le clustering obtenu à partir d'une méthode des divisions hiérarchiques est présenté sur la *Figure 6-2* :

- la première itération partitionne le cluster initial (composé des 14 essais initiaux) en 2 clusters distincts C^1 et C^2 composés respectivement de 5 et 9 essais. Le couple « variable discriminante/valeur de coupure » utilisé est le suivant : EcorrH/-406,25 mV ;
- la deuxième itération partitionne le cluster C^2 en 2 clusters distincts C^3 et C^4 composés respectivement de 8 et 1 essais, au total 3 clusters sont obtenus : C^1 , C^3 et C^4 . Le couple « variable discriminante/valeur de coupure » utilisé a été le suivant : Resi/104,775 kΩ.cm ;
- la troisième itération partitionne le cluster C^1 en 2 clusters distincts C^5 et C^6 composés respectivement de 2 et 3 essais, au total 4 clusters sont obtenus : C^3 , C^4 , C^5 et C^6 . Le couple « variable discriminante/valeur de coupure » utilisé a été le suivant : EcorrH/-452,5 mV.

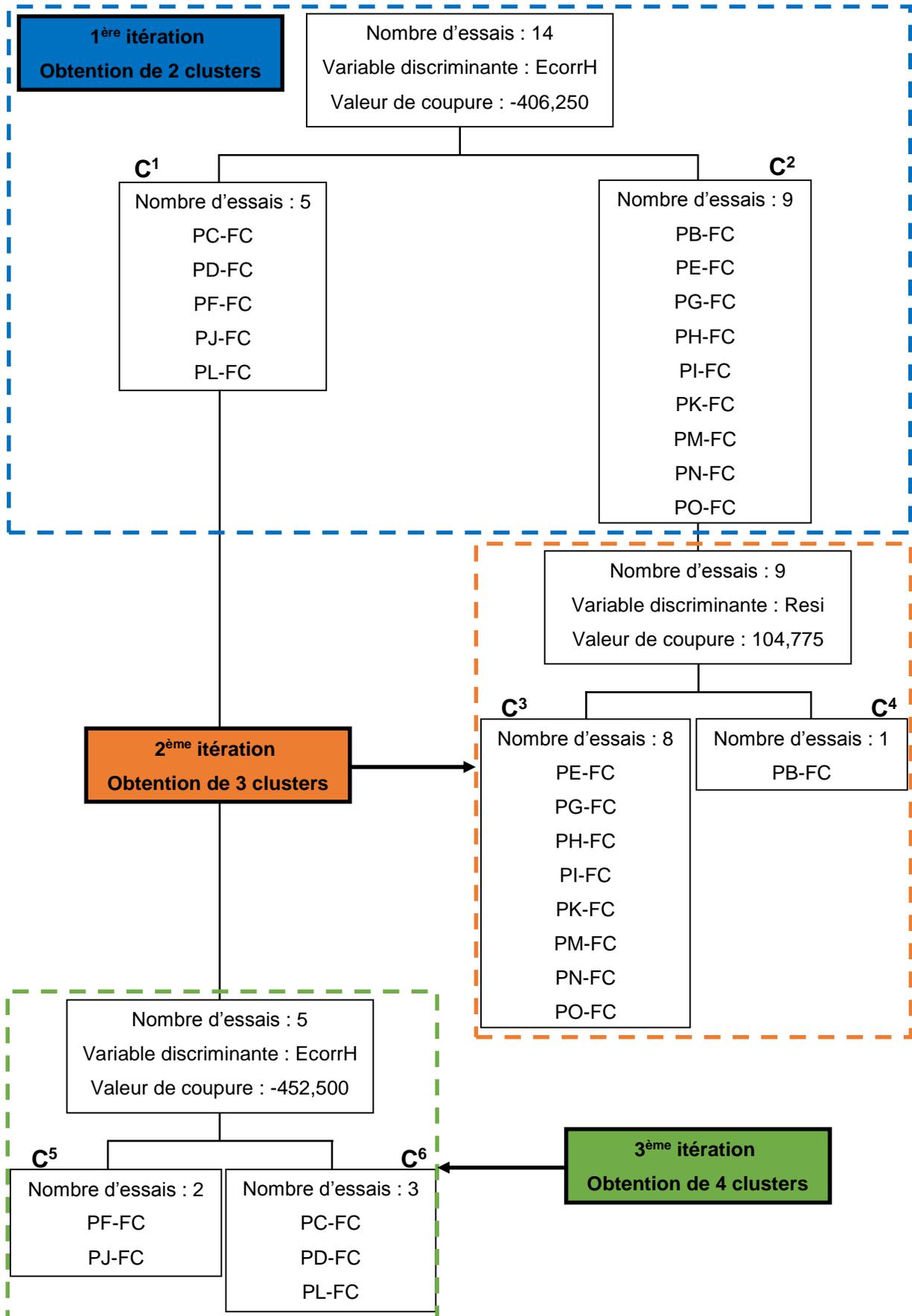


Figure 6-2 : Classification des 14 faces de pile FC d'après les variables EcorrH et Resi par la méthode des divisions hiérarchiques.

La classification finale en 4 clusters est présentée dans le *Tableau 6-1*.

Tableau 6-1 : Classification des 14 faces de pile FC en 4 clusters à partir de la méthode des divisions hiérarchiques.

Cluster 1	Cluster 2	Cluster 3	Cluster 4
PE-FC			
PG-FC			
PH-FC			
PI-FC	PB-FC	PF-FC	PC-FC
PK-FC		PJ-FC	PD-FC
PM-FC			PL-FC
PN-FC			
PO-FC			

1.3 Méthode des agglomérations hiérarchiques

Le schéma du processus itératif d'un algorithme de classification par méthode des agglomérations hiérarchiques, peut être décrit comme suit :

1. les clusters initiaux sont les essais eux-mêmes. Initialement, il y a autant de clusters que d'essais ;
2. les distances entre chaque cluster sont calculées à partir du « degré de généralité » (*Équation 78* et *Équation 79*) ;
3. les 2 clusters les plus proches sont fusionnés dans un seul et même cluster ;
4. passage à l'itération suivante et le processus reprend à l'étape 2 jusqu'à avoir réuni tous les clusters dans un seul qui contient l'ensemble des essais.

Ce processus peut être résumé de la façon suivante : l'algorithme des agglomérations hiérarchiques réside en la recherche pour chaque itération, des 2 clusters les plus proches afin de les fusionner en 1 seul.

Avec cette méthode de classification, les clusters sont regroupés selon des critères de distance, à partir de la minimisation des inerties intra-cluster et de la maximisation des inerties inter-clusters. Le processus de clustering regroupe les clusters qui sont les plus proches entre eux. Cette nouvelle notion de distance entre les clusters est appelée « degré de généralité » (noté **dg**) [Billard 2006] :

- lorsque les essais sont représentés par leurs intervalles min/max, le « degré de généralité » est calculé d'après l'*Équation 78*, où **Max(|E_{sup}|_q)** et **Min(|E_{inf}|_q)** représentent les valeurs absolues maximale et minimale, en prenant en compte l'ensemble des essais pour la variable **q** considérée [Diday 2008] ;

$$dg(E_i, E_j) = \prod_{q=1}^v \frac{\text{Max}(|E_{i,\text{sup}}, E_{j,\text{sup}}|_q) - \text{Min}(|E_{i,\text{inf}}, E_{j,\text{inf}}|_q)}{\text{Max}(|E_{\text{sup}}|_q) - \text{Min}(|E_{\text{inf}}|_q)} ; i, j = 1, 2, \dots, n \quad \text{Équation 78}$$

- lorsque les essais sont représentés par leurs histogrammes, le « degré de généralité » est calculé d'après l'Équation 79 [Diday 2008].

$$dg(E_i, E_j) = \prod_{q=1}^v \left(\frac{1}{\sqrt{m}} \sum_{k=1}^m \left(\sqrt{|E_i^{q,k} - E_j^{q,k}|} \right) \right); i, j = 1, 2, \dots, n \quad \text{Équation 79}$$

A titre d'illustration, le clustering à partir d'une méthode des agglomérations hiérarchiques, a été appliqué à l'étude de cas présentée précédemment. Le clustering obtenu est présenté sur la Figure 6-3 sous forme d'agglomération hiérarchique, ce qui permet d'identifier les essais assemblés.

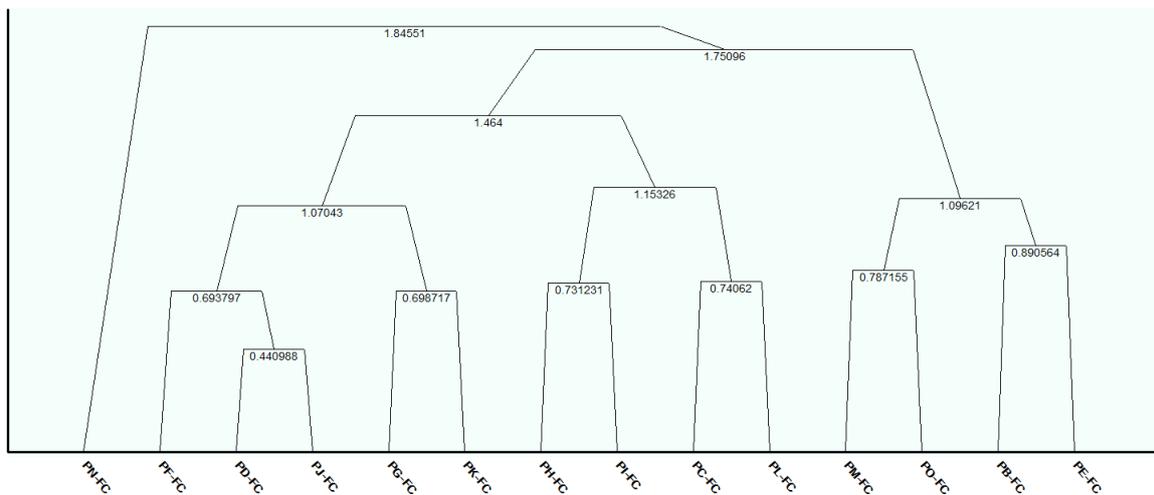


Figure 6-3 : Classification des 14 faces de pile FC d'après les variables *EcorrH* et *Resi* par la méthode des agglomérations hiérarchiques.

La représentation proposée sur la Figure 6-3 permet également de mettre en évidence la notion de proximité des clusters. En effet, pour chaque cluster la distance calculée selon le « degré de généralité » (Équation 78 et Équation 79) est indiquée, la différence de « hauteur » entre les clusters permet d'identifier ceux qui sont les plus proche des uns des autres. Par exemple, la fusion effectuée à la 1^{ère} itération de calcul est celle qui présente la hauteur la plus faible. Dans ce cas d'étude, il s'agit du regroupement des faces de pile PD-FC et PJ-FC. La 2^{ème} itération a regroupé la face de pile PF-FC au précédent cluster, ce nouveau groupe est donc composé de 3 faces de pile : PD-FC, PJ-FC et PF-FC. Et ainsi de suite, jusqu'à obtenir le dernier cluster qui regroupe l'ensemble des essais. Pour ce cas d'étude, 13 itérations ont été nécessaires. Il peut également être remarqué que le dernier cluster est formé par la fusion du cluster obtenu à la 12^{ème} itération, qui est composé de 13 essais, et de la face de pile PN-FC. Cette remarque met en évidence que la face de pile PN-FC a un comportement très différent des autres faces de pile, puisqu'elle n'est groupée à d'autres essais que lors de la dernière itération qui forme le cluster final regroupant l'ensemble des faces de piles.

C'est à partir des différences des « hauteurs » entre les clusters que le clustering souhaité peut être obtenu. Pour cela, il faut descendre la représentation sous forme d'agglomération hiérarchique, c'est-à-dire qu'il est nécessaire de partir du cluster le plus haut (celui qui regroupe l'ensemble des essais).

Ce cluster se divise en 2 clusters distincts, de cette manière une classification à 2 clusters est obtenue. Pour obtenir 3 clusters, il faut diviser le cluster (parmi les 2 précédents) qui a la plus grande « hauteur », il se divise également en 2 clusters. Pour obtenir 4 clusters il faut comparer la « hauteur » des 3 clusters, les 2 obtenus dans l'étape précédente et celui qui a été obtenu lors de la première étape. Et ainsi de suite jusqu'à obtenir le nombre de clusters souhaité.

En reprenant l'exemple de la *Figure 6-3* et qu'une classification en 4 clusters est souhaitée, en divisant le cluster le plus « haut », 2 clusters sont obtenus. L'un est composé de 13 essais alors que le deuxième comporte 1 seul essai. Cela signifie que la face de pile PN-FC représente, à elle seule, un cluster distinct, et ce, quel que soit le nombre de clusters souhaité. Puis, en divisant le second cluster le plus « haut », 2 nouveaux clusters sont obtenus : l'un est composé de 9 essais, tandis que l'autre comporte 4 essais. Pour obtenir une classification en 4 clusters, une nouvelle division est nécessaire, elle sera effectuée sur le cluster qui présente la « hauteur » la plus grande parmi les 3 clusters. La classification finale en 4 clusters est présentée dans le *Tableau 6-2*.

Tableau 6-2 : Classification des 14 faces de pile FC en 4 clusters à partir de la méthode des agglomérations hiérarchiques.

Cluster 1	Cluster 2	Cluster 3	Cluster 4
PN-FC	PF-FC	PH-FC	PM-FC
	PD-FC	PI-FC	PO-FC
	PJ-FC	PC-FC	PB-FC
	PG-FC	PL-FC	PE-FC
	PK-FC		

1.4 Méthode des nuées dynamiques

Les méthodes de clustering hiérarchiques présentées dans les paragraphes précédents organisent les clusters de façon structurée. Les résultats de la classification sont représentés sous forme de « pyramide » hiérarchiques. Ces représentations visuelles permettent d'identifier facilement la manière dont les essais sont regroupés dans différents clusters. Cela permet, également, de définir le niveau de groupement pertinent pour le cas étudié.

La méthode des nuées dynamiques (appelé généralement K-means) est une méthode de classification par partition qui, contrairement aux méthodes hiérarchiques, produit des séparations entre les essais afin de les assembler en clusters homogènes [Lechevallier 1974, MacQueen 1967]. C'est la méthode de classification la plus utilisée pour traiter les fichiers qui contiennent un grand nombre d'essai.

La méthode des nuées dynamiques est basée sur un algorithme itératif qui, à chaque itération, déplace les essais d'un cluster à l'autre afin de minimiser les inerties intra et inter-clusters [Diday 1971]. Cet algorithme nécessite de renseigner le nombre de clusters souhaité, noté r . A la première itération de l'algorithme, r prototypes sont positionnés aléatoirement dans l'espace d'étude. Ces prototypes correspondent aux centres de gravité des clusters. La deuxième étape évalue les distances entre les prototypes initiaux et l'ensemble des essais. Puis, les essais sont regroupés dans le cluster le plus

proche. La troisième étape consiste à actualiser les prototypes, en calculant leurs nouveaux centres de gravités à partir des essais regroupés dans le cluster correspondant d'après l'étape précédente. Les sommes totales des distances entre les prototypes et les essais du cluster sont calculées à partir des *Équation 69* et *Équation 72*, les « nouveaux » prototypes étant ceux qui minimisent ces distances. La deuxième et la troisième étape sont répétées jusqu'à l'obtention du « meilleur » clustering, celui qui présente les inerties intra-cluster les plus faibles et l'inertie inter-clusters la plus importante.

Le schéma du processus itératif d'un algorithme de classification par méthode des nuées dynamiques (déjà présenté sur la *Figure 1-39*) peut être décrit comme suit :

1. l'étape d'initialisation, où r prototypes sont générés aléatoirement dans l'espace ;
2. l'étape d'attribution évalue les distances entre les prototypes et l'ensemble des essais, puis regroupe les essais dans le cluster le plus proche ;
3. l'étape de représentation actualise la position des prototypes en minimisant l'inertie intra-cluster ;
4. les étapes d'attribution et de représentation sont répétées jusqu'à l'obtention du clustering optimal.

L'algorithme des nuées dynamiques est un algorithme robuste et approuvé dans la littérature. Dans la plupart des cas, il converge en quelques itérations [Cury 2010a, Jain 2010, Silva 2005, Dubes 1987, Zadeh 1984, Zadeh 1965]. Cependant, il arrive que l'algorithme converge vers un minimum logique. C'est pourquoi dans la méthode de classification des nuées dynamiques la classification est effectuée plusieurs fois, où les prototypes initiaux sont différents à chaque fois. De cette façon, le clustering présentant la meilleure configuration (somme des inerties intra-cluster est le minimum des minimas) est sélectionné comme clustering optimal.

Comme précédemment, la classification des 14 faces de pile FC à partir de leurs données brutes (avant fiabilisation des données) a été réalisée à partir de la méthode des nuées dynamiques. Le clustering final obtenu est présenté dans le *Tableau 6-3*.

Tableau 6-3 : Classification des 14 faces de pile FC en 4 clusters à partir de la méthode des nuées dynamiques.

Cluster 1	Cluster 2	Cluster 3	Cluster 4
PB-FC	PF-FC	PD-FC	PC-FC
PE-FC			PG-FC
PI-FC		PJ-FC	PH-FC
PM-FC			PK-FC
PN-FC			PL-FC
			PO-FC

1.5 Comparaison des résultats des différentes méthodologies de classification

Les paragraphes précédents ont présenté les différentes méthodes de clustering, et ils ont mis en évidence qu'elles reposent sur des logiques de classification différentes, qui conduisent à des résultats de classification différents.

Les classifications en 4 clusters (choisis de façon arbitraire) des 14 faces de pile FC obtenues à partir des données brutes par les méthodes des divisions hiérarchiques (*Tableau 6-1*), des agglomérations hiérarchiques (*Tableau 6-2*) et des nuées dynamiques (*Tableau 6-3*), ne convergent pas vers le même clustering des faces de pile FC, et aucun cluster commun n'a été identifié.

Ce constat met en avant l'importance du choix de la méthode de classification en fonction de sa pertinence sur le cas étudié.

1.6 Indice de partitionnement optimal

Parmi les 3 méthodes de classification non-supervisée des données présentées dans les parties précédentes, 2 d'entre elles (la méthode des divisions hiérarchiques et la méthode des nuées dynamiques) nécessitent de renseigner au préalable le nombre de clusters souhaité. Ce paramètre est souvent délicat à renseigner. Il peut être déterminé de manière subjective « à dire d'expert » sur l'arbre de classification. Cependant, le nombre de partitionnements possibles rend délicat cette approche. C'est pourquoi plusieurs indices mathématiques ont été définis pour identifier le partitionnement optimal.

Dans la littérature, il existe un grand nombre d'indices mathématique permettant de déterminer le nombre optimal de cluster. Une étude comparative complète et détaillée [Milligan 1985] a été menée sur les 30 critères mathématiques les plus utilisés. Ces critères ont été utilisés sur un ensemble de données organisé suivant une structure connue, et ont été classés selon leur pertinence. Les 3 « meilleurs » critères mathématiques identifiés dans cette étude [Milligan 1985] ont été utilisés dans la suite de ce chapitre et sont présentés ci-après.

1.6.1 Indice de Calinski-Harabasz

L'indice de Calinski-Harabasz (noté **CH**) compare la dissimilarité inter-clusters par rapport aux inerties intra-cluster [Caliński 1974]. En considérant une partition \mathbf{P}_s qui contient au maximum s clusters (la valeur s est arbitraire et est normalement plus grande que le nombre de clusters optimal noté r), l'indice CH permet de comparer l'inertie du $s^{\text{ème}}$ cluster avec celles des autres $s-1$ clusters. L'indice CH est calculé à partir de l'Équation 80, où $\mathbf{B}(\mathbf{P}_j)$ et $\mathbf{W}(\mathbf{P}_j)$ sont respectivement l'inertie inter-clusters (Équation 75) et l'inertie totale intra-cluster (Équation 74).

$$CH(\mathbf{P}_j) = \frac{\mathbf{B}(\mathbf{P}_j)}{\mathbf{W}(\mathbf{P}_j)} * \frac{n - j}{j - 1} ; j = 2, \dots, s \quad \text{Équation 80}$$

La valeur maximale de l'indice CH indique le nombre de clusters optimal pour réaliser le partitionnement des données. Les auteurs précisent [Caliński 1974] que ce n'est pas la valeur absolue qui compte mais plutôt la tendance de l'ensemble des valeurs calculées.

1.6.2 Indice C^*

L'indice de C^* compare la dissimilarité entre les valeurs des distances intra-cluster du cluster C^k à celles inter-clusters [Hubert 1976]. L'indice C^* est calculé à partir de l'Équation 81, où n_k est le nombre d'individu dans le cluster C^k , S^k est la somme des distances entre les k essais d'un cluster considéré, S^k_{min} est la somme des k plus petites distances parmi tous les essais et S^k_{max} est la somme des k plus grandes distances parmi tous les essais.

$$C^*(P_j) = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^j n_k \frac{S^k - S^k_{min}}{S^k_{max} - S^k_{min}} ; j = 2, \dots, s \quad \text{Équation 81}$$

La valeur minimale de l'indice C^* indique le nombre de clusters optimal pour réaliser le partitionnement des données, le minimum absolu pour cet indice étant égal à 0 [Hubert 1976].

1.6.3 Indice Γ

L'indice Γ compare le nombre de fois où les distances inter-clusters ont des valeurs plus grandes que les distances intra-cluster ($\Gamma_+(P_j)$) au nombre de fois où les distances inter-clusters ont des valeurs plus petites que les distances intra-cluster ($\Gamma_-(P_j)$) [Baker 1975].

$$\Gamma(P_j) = \frac{\Gamma_+(P_j) - \Gamma_-(P_j)}{\Gamma_+(P_j) + \Gamma_-(P_j)} ; j = 2, \dots, s \quad \text{Équation 82}$$

La valeur maximale de l'indice Γ indique le nombre de clusters optimal pour réaliser le partitionnement des données, le maximum absolu pour cet indice étant égal à 1 [Baker 1975].

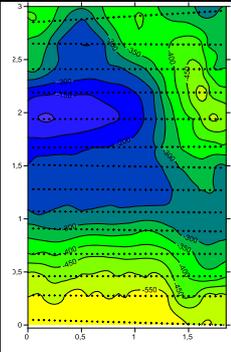
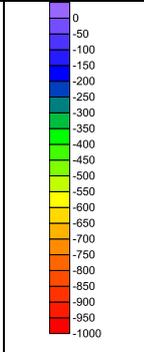
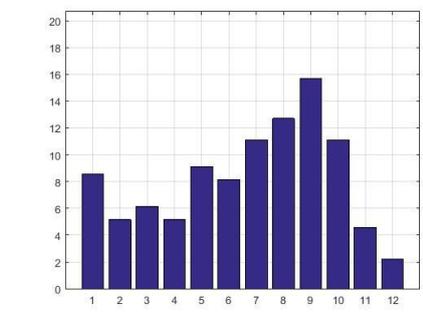
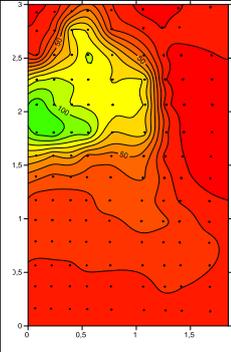
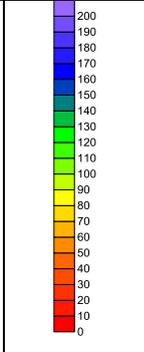
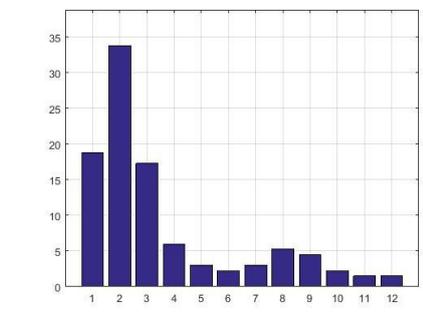
2 Essais paramétriques

Ce paragraphe a pour objectif de définir la (ou les) méthode(s) de clustering, ainsi que la représentation en données symboliques la plus pertinente pour permettre une classification des faces de pile suivant leur état de dégradation. Cette classification a pour but d'aider le maître d'ouvrage dans les décisions de maintenance, en priorisant les faces de piles à réparer.

Les différentes classifications ont été réalisées en utilisant 2 variables : **EcorrH** et **Resi**. Ces variables peuvent être représentées sous forme de 2 données symboliques, soit en intervalles min/max⁴⁶⁾ ou soit en histogramme à 12 catégories. A titre d'illustration, le *Tableau 6-4* présente les descriptions classique et symbolique des 2 variables utilisées à partir des données brutes pour la face de pile PK-FC.

⁴⁶⁾ Les intervalles min/max ont été préférés aux intervalles interquartiles (généralement utilisé dans l'aide à la décision), car leur utilisation implique la suppression des queues de distribution des données. Dans le cas des données expérimentales des piles du pont de l'île de Ré, les queues de distribution correspondent aux données associées à des probabilités et/ou des risques de corrosion important.

Tableau 6-4 : Descriptions classique (à gauche) et symbolique (à droite) des variables *EcorrH* et *Resi* des données brutes de la face de pile PK-FC.

Variable	Données brutes		Données symboliques	
	Cartographie iso-potentiel de corrosion	Légende (mV ou kΩ.cm)	Intervalle min/max (mV ou kΩ.cm)	Histogramme
EcorrH			[-600 ; -95]	
Resi			[5,5 ; 118,9]	

De plus, la classification des faces de pile peut être effectuée suivant 3 méthodes de clustering différentes (méthode des divisions hiérarchiques, méthode des agglomérations hiérarchiques ou encore méthode des nuées dynamiques). Au total, ce sont 6 classifications différentes qui ont été testées. Etant donné que les classifications n'apportent pas les mêmes résultats de clustering, il est important d'identifier le couple « méthode de classification/données symboliques » le plus adapté à la classification des faces de piles selon leur état de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures.

Pour cela, les différents couples « méthode de classification/données symboliques » ont été testés sur des jeux de données où la structure des clusters est préalablement connue, ou du moins, supposée.

2.1 Dissociation des faces de pile

Le Chapitre 4 a mis en évidence le fait que l'exposition du béton aux cycles humidification/séchage (représentés par l'exposition aux vents dominants et à l'ensoleillement quotidien) a une influence sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique du béton. En effet, il a clairement été identifié que les évolutions de ces mesures en fonction de la hauteur de mesure sont différentes entre les faces de pile FC et FG (*Figure 4-26* et *Figure 4-28*). C'est pourquoi, en théorie, réaliser une classification des faces de piles à partir des données brutes (avant fiabilisation des données) devrait répartir les faces de piles FC et FG dans 2 clusters bien distincts.

Les 6 différentes méthodes de classification ont été effectuées sur l'ensemble des essais qui comprend les données brutes (avant fiabilisation des données) des faces de pile FC et FG. Les résultats obtenus sont présentés dans le *Tableau 6-5*.

Tableau 6-5 : Résultats des différentes classifications en 2 clusters sur les faces de pile FC et FG à partir des données brutes.

Méthode de classification	Divisions hiérarchiques		Agglomérations hiérarchiques		Nuées dynamiques	
	Intervalle	Histogramme	Intervalle	Histogramme	Intervalle	Histogramme
Cluster 1 (% FC/FG)	50/14	21/0	X	57/0	64/29	57/0
Cluster 2 (% FC/FG)	50/86	79/100		43/100	36/71	43/100

A partir des résultats présentés dans le *Tableau 6-5*, plusieurs constats concernant les résultats des différentes classifications peuvent être faits :

- la méthode des agglomérations hiérarchiques à partir des intervalles min/max ne permet pas d'effectuer la classification des faces de pile en 2 clusters, les faces de pile sont réparties dans un minimum de 13 clusters distincts, comme présenté sur la *Figure 6-4* ;
- aucune des 5 classifications restantes ne permet de dissocier de façon bien distincte les faces de pile FC et FG, qui se retrouvent mélangés dans au moins 1 cluster.

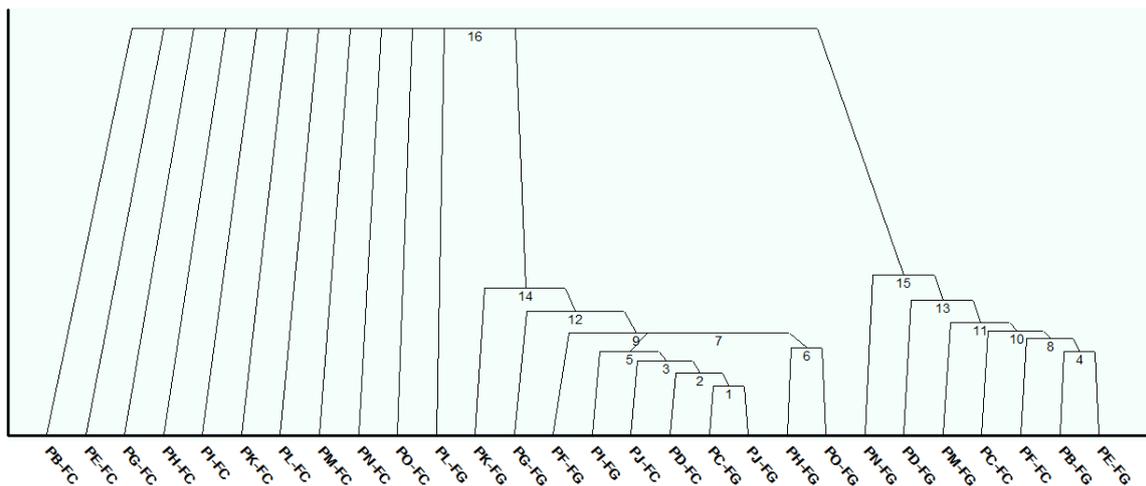


Figure 6-4 : Classification des faces de pile FC et FG basée sur la méthode des agglomérations hiérarchiques à partir des intervalles min/max.

Néanmoins, il peut être mis en évidence que les 3 méthodes de clustering basées sur les histogrammes, regroupent l'ensemble des faces de pile FG dans un même cluster, donc au moins 1 cluster est composé uniquement de faces de pile FC. Cependant, celle basée sur la méthode de classification des divisions

hiérarchiques regroupe seulement 21% des faces de pile FC ensemble. Les 79% restantes sont mélangées avec les faces de pile FG. C'est pourquoi, ce couple de classification n'a pas été retenu dans la suite. Il faut, également, préciser que la méthode des nuées dynamiques à partir des intervalles min/max présente de bons résultats, en proposant une bonne dissociation entre les faces de pile FC et FG. A l'inverse, la méthode des divisions hiérarchiques à partir des intervalles min/max ne permet pas de dissocier les 2 faces de piles.

A partir de ces différents constats, il a été décidé de conserver 3 couples « méthode de classification/données symboliques », à savoir :

- Méthode des agglomérations hiérarchiques/Histogramme ;
- Méthode des nuées dynamiques/Intervalle min/max ;
- Méthode des nuées dynamiques/Histogramme.

2.2 Dissociation des zones de mesure

Le Chapitre 4 a mis en évidence que le phénomène de marnage avait une influence sur les mesures de potentiel de corrosion et de résistivité électrique du béton, en créant des zones d'exposition spécifique du milieu maritime (zone atmosphérique, zone d'éclaboussures et zone de marnage). Il a clairement été identifié que le comportement d'évolution de ces mesures était différent dans chacune de ces zones spécifiques (*Figure 4-26* et *Figure 4-28*). C'est pourquoi, en théorie, réaliser une classification des zones de mesure (zones Z1, Z2 et Z3) des faces de piles à partir des données brutes (avant fiabilisation des données) devrait répartir les zones de mesures dans 3 clusters bien distincts.

Les 3 méthodes de classification précédemment retenues ont été effectuées sur l'ensemble des essais qui comprend les données brutes (avant fiabilisation des données) des zones de mesure des faces de pile. D'après les résultats présentés dans le *Tableau 6-5*, les faces de pile FC et FG ont été traitées séparément. Les résultats obtenus pour les faces de pile FC et FG sont respectivement présentés dans les *Tableau 6-6* et *Tableau 6-7*.

Tableau 6-6 : Résultats des différentes classifications en 3 clusters sur les zones de mesures des faces de pile FC à partir des données brutes.

Face FC			
Méthode de classification	Agglomérations hiérarchiques	Nuées dynamiques	
Données symboliques	Histogramme	Intervalle	Histogramme
Cluster 1 (% Z3/Z2/Z1)	29/43/0	64/43/0	29/0/0
Cluster 2 (% Z3/Z2/Z1)	29/50/0	21/29/0	21/50/0
Cluster 3 (% Z3/Z2/Z1)	43/7/100	14/29/100	50/50/100

Tableau 6-7 : Résultats des différentes classifications en 3 clusters sur les zones de mesures des faces de pile FG à partir des données brutes.

Face FG			
Méthode de classification	Agglomérations hiérarchiques	Nuées dynamiques	
Données symboliques	Histogramme	Intervalle	Histogramme
Cluster 1 (% Z3/Z2/Z1)	X	79/36/0	71/7/0
Cluster 2 (% Z3/Z2/Z1)		14/57/0	29/86/0
Cluster 3 (% Z3/Z2/Z1)		7/7/100	7/0/100

Les *Tableau 6-6* et *Tableau 6-7* permettent de faire plusieurs constats sur les résultats des différentes classifications :

- le clustering en 3 clusters des zones de mesure des faces de pile FG basé sur la méthode des agglomérations hiérarchiques à partir des histogrammes, n'est pas réalisable. Comme précédemment (*Figure 6-4*), il n'est pas possible de discrétiser la répartition en 3 clusters distincts, au minimum le clustering est composé de 5 clusters ;
- aucune des 2 classifications restantes ne permet de dissocier de façon bien distincte les zones de mesure, qui se retrouvent mélangées dans au moins 1 cluster. Cependant, il peut être mis en évidence que les 2 clustering basés sur la méthode des nuées dynamiques regroupent l'ensemble des zones de mesure Z1 dans un même cluster. Ce qui signifie que pour ces 2 classifications, les 2 autres clusters sont composés uniquement de zones de mesures Z2 et/ou Z3. Il faut également préciser que ces 2 clusters sont majoritairement composés soit des zones Z2 ou des zones Z3. Ces 2 classifications permettent donc de dissocier les zones de mesures, et donc de mettre en évidence l'évolution verticale des mesures.

La méthode de classification des nuées dynamiques réalisée à partir des 2 types de données symboliques, apportent toute deux de bons résultats. C'est pourquoi, il a été décidé de conserver ces deux couples « méthode de classification/données symboliques ».

3 Application aux données fiabilisées

Les 2 couples « méthode de classification/données symboliques » les plus pertinents ont été appliqués aux faces de pile du pont de l'île de Ré, dans le but d'obtenir une classification des faces de pile selon leur vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures. Dans un premier temps, les différentes classifications des faces de piles ont été réalisées à partir des données fiabilisées (après retrait des phénomènes environnementaux) Puis, dans un second temps, les clusters obtenus par les classifications ont été analysés, au regard des conclusions faites à partir des diagnostics de corrosion fiabilisés (objet du Chapitre 4) et des autopsies visuelles (objet du Chapitre 5), afin de proposer une hiérarchisation des clusters suivant le risque de corrosion. Pour finir, une nouvelle utilisation possible

des méthodes de classification est proposée, dans le but d'identifier les positions des zones à risques directement sur les faces de piles.

L'ensemble des représentations des variables **EcorrH** et **Resi** à partir des données fiabilisées sont disponible en annexe (*Annexe 10 : Aide à la décision – Description des données symboliques*).

3.1 Classification des faces de piles

La classification des faces de pile a été réalisée sur des jeux de données différents (basés sur les données fiabilisées). Dans le premier cas, les faces de pile FC et FG ont été étudiées « ensemble » dans un même jeu de données. Dans le deuxième cas, les faces de pile ont été étudiées séparément.

Avant d'effectuer les classifications, l'indice optimal de partitionnement, qui correspond au nombre optimal de cluster, a été déterminé. Arbitrairement, il a été décidé que les faces de piles devaient être regroupées dans un minimum de 3 clusters et dans un maximum de 5 clusters.

3.1.1 Faces de piles FC et FG étudiées « ensemble »

Les indices de partitionnement optimal calculés à partir des données fiabilisées - des faces de pile FC et FG étudiées « ensemble » - sont regroupés dans le *Tableau 6-8*. Il est remarqué que les indices **C*** et **Γ** concordent en indiquant 5 clusters tandis que l'indice **CH** indique 4 clusters.

Tableau 6-8 : Indices de partitionnement optimal des faces de pile FC et FG à partir des données fiabilisées.

Nombre de clusters	Indice de partitionnement optimal		
	CH	C*	Γ
5	21,1	0,057	0,77
4	24,0	0,065	0,74
3	19,5	0,127	0,69

A partir des résultats présentés dans le *Tableau 6-8*, les classifications - des faces de piles FC et FG étudiées « ensemble » - par la méthode des nuées dynamiques à partir des données symboliques intervalle min/max et histogramme ont été effectuées, en considérant que le partitionnement optimal était de 5 clusters. Les résultats des 2 classifications sont présentés dans le *Tableau 6-9*.

Tableau 6-9 : Classifications en 5 clusters des faces de piles FC et FG à partir des données fiabilisées, obtenues à partir de l'algorithme des nuées dynamiques appliqué aux données symboliques intervalle et histogramme.

Méthode de classification	Nuées dynamiques			
Données symboliques	Intervalle		Histogramme	
Faces de pile	FC	FG	FC	FG
Cluster 1	PG-FC ; PN-FC	PB-FG ; PC-FG ; PD-FG ; PG-FG ; PL-FG ; PN-FG	PE-FC ; PG-FC ; PI-FC ; PN-FC	PB-FG ; PC-FG ; PD-FG ; PG-FG ; PK-FG ; PL-FG ; PN-FG ; PO-FG
Cluster 2	PE-FC ; PI-FC ; PK-FC ; PM-FC	X	X	PE-FG ; PH-FG ; PM-FG
Cluster 3	PC-FC ; PD-FC ; PF-FC ; PJ-FC ; PL-FC	X	PC-FC ; PD-FC ; PF-FC ; PJ-FC ; PL-FC	PF-FG ; PI-FG ; PJ-FG
Cluster 4	PB-FC	X	PB-FC	X
Cluster 5	PH-FC ; PO-FC	PE-FG ; PF-FG ; PH-FG ; PI-FG ; PJ-FG ; PK-FG ; PM-FG ; PO-FG	PH-FC ; PK-FC ; PM-FC ; PO-FC	X

Les résultats présentés dans le *Tableau 6-9* mettent en évidence que, mis à part les Cluster 4 qui sont identiques en contenant l'unique même face de pile, les 2 classifications obtenues en utilisant les données symboliques intervalle min/max et histogramme, ne convergent pas vers le même clustering. En effet, 43% (12/28) des faces de pile ne sont pas classées de la même façon.

De plus, il est important de noter que pour les 2 classifications, 60% (3/5) des clusters regroupent uniquement une seule catégorie de face de pile (FC ou FG). Cette nouvelle observation tend à démontrer que la classification des faces de piles ne doit pas être effectuée en considérant les faces de pile FC et FG ensemble. En effet, même si les données ont été fiabilisées, les modèles de correction utilisés sont différents suivant la face de pile étudiée. Ceci peut provoquer un biais de comportement des données fiabilisées. Pour cette raison, les classifications des faces de pile FC et FG ont été réalisées séparément.

3.1.2 Faces de pile FC et FG étudiées séparément

3.1.2.1 Faces de pile FC

Les indices de partitionnement optimal calculés à partir des données fiabilisées des faces de pile FC sont regroupés dans le *Tableau 6-10*. Il est remarqué que les indices **C*** et **Γ** concordent en indiquant 5 clusters tandis que l'indice **CH** indique 3 clusters.

Tableau 6-10 : Indices de partitionnement optimal des faces de pile FC calculés à partir des données fiabilisées.

Nombre de clusters	Indices de partitionnement optimal		
	CH	C*	Γ
5	10,1	0,068	0,72
4	7,5	0,125	0,57
3	10,3	0,129	0,58

A partir des résultats présentés dans le *Tableau 6-10*, les classifications des faces de piles FC par la méthode des nuées dynamiques à partir des données symboliques intervalle min/max et histogramme ont été effectuées en considérant que le partitionnement optimal était de 5 clusters. Les résultats des 2 classifications sont présentés dans le *Tableau 6-11*.

Tableau 6-11 : Classifications en 5 clusters des faces de piles FC à partir des données fiabilisées, obtenues à partir de l'algorithme des nuées dynamiques appliqué aux données symboliques intervalle et histogramme.

Méthode de classification	Méthode des nuées dynamiques	
Données symboliques	Intervalle	Histogramme
Cluster 1	PG-FC ; PN-FC	PG-FC ; PN-FC
Cluster 2	PE-FC ; PH-FC ; PK-FC ; PO-FC	PE-FC ; PH-FC ; PI-FC ; PK-FC ; PM-FC ; PO-FC
Cluster 3	PB-FC	PB-FC
Cluster 4	PI-FC ; PM-FC	PJ-FC
Cluster 5	PC-FC ; PD-FC ; PF-FC ; PJ-FC ; PL-FC	PC-FC ; PD-FC ; PF-FC ; PL-FC

En comparant les résultats issus des 2 classifications (*Tableau 6-11*), plusieurs constats peuvent être faits :

- les **Cluster 1** et **Cluster 3** sont identiques, c'est-à-dire que pour les 2 classifications ils regroupent les mêmes faces de pile ;
- le **Cluster 2** obtenu en utilisant les données symboliques histogramme regroupe les **Cluster 2** et **Cluster 4** déterminés par l'utilisation des données symboliques intervalle ;
- le **Cluster 5** obtenu en utilisant les données symboliques intervalle regroupe les **Cluster 4** et **Cluster 5** déterminés par l'utilisation des données symboliques histogramme.

Ces différents constats mettent en évidence le fait que les classifications des faces de piles FC obtenues en utilisant les données symboliques intervalle et histogramme, convergent vers le même regroupement des faces de pile. En effet, 79% (11/14) des faces de piles FC sont classées de la même façon.

3.1.2.2 Faces de pile FG

Les indices de partitionnement optimal calculés à partir des données fiabilisées des faces de pile FG sont regroupés dans le *Tableau 6-12*. Il est remarqué que les indices **CH** et **C*** concordent en indiquant 5 clusters tandis que l'indice Γ indique 4 clusters.

Tableau 6-12 : Indices de partitionnement optimal des faces de pile FG calculés à partir des données fiabilisées.

Nombre de clusters	Indice de partitionnement optimal		
	CH	C*	Γ
5	14,2	0,056	0,67
4	11,0	0,074	0,74
3	12,2	0,102	0,70

A partir des résultats présentés dans le *Tableau 6-12*, les classifications des faces de piles FG par la méthode des nuées dynamiques à partir des données symboliques intervalle min/max et histogramme ont été effectuées en considérant que le partitionnement optimal était de 5 clusters. Les résultats des 2 classifications sont présentés dans le *Tableau 6-13*.

Tableau 6-13 : Classifications en 5 clusters des faces de piles FG à partir des données fiabilisées, obtenues à partir de l'algorithme des nuées dynamiques appliqué aux données symboliques intervalle et histogramme.

Méthode de classification	Méthode des nuées dynamiques	
	Intervalle	Histogramme
Cluster 1	PD-FG ; PG-FG ; PN-FG	PD-FG ; PG-FG ; PN-FG
Cluster 2	PE-FG ; PM-FG	PB-FG
Cluster 3	PB-FG ; PC-FG ; PL-FG	PC-FG ; PF-FG ; PL-FG
Cluster 4	PF-FG ; PI-FG ; PJ-FG	PI-FG ; PJ-FG
Cluster 5	PH-FG ; PK-FG ; PO-FG	PE-FG ; PH-FG ; PK-FG ; PM-FG ; PO-FG

La comparaison des résultats issus des 2 classifications (*Tableau 6-13*) permet de faire plusieurs constats :

- les **Cluster 1** sont identiques, ils regroupent les mêmes faces de pile ;
- le **Cluster 5** obtenu en utilisant les données symboliques histogramme regroupe les **Cluster 2** et **Cluster 5** déterminés par l'utilisation des données symboliques intervalle ;
- le **Cluster 3** obtenu en utilisant les données symboliques intervalle regroupe les **Cluster 2** et la majeure partie (66%) du **Cluster 3** déterminés par l'utilisation des données symboliques histogramme ;
- le **Cluster 4** obtenu en utilisant les données symboliques intervalle regroupe les **Cluster 4** et la partie restante (33%) du **Cluster 3** déterminés par l'utilisation des données symboliques histogramme.

Ces différents constats mettent en évidence que les classifications des faces de piles FG obtenues en utilisant les données symboliques intervalle et histogramme, convergent vers le même clustering. En effet, 71% (10/14) des faces de piles FG sont classées de la même façon.

3.2 Identification des piles à risques

A partir des classifications des faces de pile prises séparément (*Tableau 6-11* et *Tableau 6-13*), ce paragraphe doit répondre à 2 objectifs principaux. Le premier objectif consiste à identifier les risques de corrosion des faces de piles associées aux différents clusters à partir des diagnostics de corrosion, comme par exemple identifier les clusters propres à chaque catégorie de faces de pile qui correspondent aux piles considérées comme saines. Et, si possible, déterminer lequel des 2 couples « méthode de classification/données symboliques » apporte les résultats les plus pertinents. Le second objectif consiste à regrouper les clusters des faces de pile FC et FG qui correspondent au même risque de corrosion. En effet, étant donné que les faces de piles FC et FG ont toutes les 2 été regroupées dans 5 clusters distincts, il est possible d'envisager un rapprochement entre les 2 classifications.

Pour déterminer le risque de corrosion associé à chaque cluster, les faces de piles identifiées comme « saines »⁴⁷⁾ à partir des données fiabilisées (*Tableau 4-12*, *Tableau 4-14* et *Tableau 5-9*) et les faces de pile présentant des désordres associés à la catégorie de présomption du béton armé à la corrosion des armatures avérée (*Tableau 3-2*) ont été utilisées. Les résultats des classifications des faces de pile FC et FG ont été analysés séparément. Dans la suite les faces de piles présentant des désordres associés à la catégorie de présomption du béton armé à la corrosion des armatures avérée sont notées plus simplement faces de pile « corrodées ».

3.2.1 Faces de pile FC

D'après l'interprétation des données fiabilisées (*Tableau 4-12*, *Tableau 4-14* et *Tableau 5-9*), seulement, 2 faces de piles FC sont « saines » : PG-FC et PN-FC. Pour les 2 classifications des faces de pile FC réalisées à partir des 2 types de données symboliques (*Tableau 6-11*), les 2 **Cluster 1** contiennent uniquement les 2 faces FC « saines ». C'est donc ce cluster qui peut être associé au risque de corrosion le plus faible.

D'après les résultats des inspections visuelles des désordres (*Tableau 3-3*), 10 faces de piles FC « corrodées » ont été recensées : PC-FC, PD-FC, PE-FC, PF-FC, PH-FC, PJ-FC, PK-FC, PL-FC, PM-FC et PO-FC. Le *Tableau 6-11* met en évidence que les classifications réalisées à partir des 2 types de données symboliques utilisés sont différentes. C'est pourquoi les résultats ont été analysés séparément :

- pour le clustering réalisé à partir des données symboliques intervalle, les faces de pile FC « corrodées » sont regroupées dans les **Cluster 5**, **Cluster 2** et dans 50% (1/2) du **Cluster 4** ;

⁴⁷⁾ Celles qui ont été utilisées pour fiabiliser les données de diagnostic de corrosion (Chapitre 4).

- pour le clustering réalisé à partir des données symboliques histogramme, les faces de pile FC « corrodées » sont contenues dans les **Cluster 5**, **Cluster 4** et dans 83% (5/6) du **Cluster 2**.

Ces constats ne permettent pas d'identifier le type de données symboliques qui apporterait les résultats le plus pertinent pour la classification des faces de pile FC. Dans les 2 cas, les faces « corrodées » sont réparties dans 3 clusters, dont 2 qui contiennent uniquement cette catégorie de pile. De plus, il peut être noté que pour les 2 classifications, la pile « manquante » au cluster incomplet est la face de pile PI-FC.

En considérant, dans un premier temps, que les clusters qui contiennent uniquement des faces de pile « corrodées » sont « plus à risques » et, dans un second temps, que les clusters qui contiennent le plus de faces de pile « corrodées » sont « plus à risques », il est possible d'établir une hiérarchie des clusters entre eux :

- pour le clustering réalisé à partir des données symboliques intervalle, le **Cluster 5** est plus « à risque » que le **Cluster 2** qui est lui-même plus « à risque » que le **Cluster 4** ;
- pour le clustering réalisé à partir des données symboliques histogramme, le **Cluster 5** est plus « à risque » que le **Cluster 4** qui est lui-même plus « à risque » que le **Cluster 2**.

A partir de ces conclusions, il est possible de réordonner les résultats de la classification des faces de pile FC (*Tableau 6-11*), en classant les clusters du plus faible au plus important risque de corrosion. Les résultats sont présentés dans le *Tableau 6-14*.

Tableau 6-14 : Organisation des clusters des faces de piles FC de plus faible risque (en haut) de corrosion au plus important (en bas).

Données symboliques : Intervalle		Données symboliques : Histogramme	
Cluster 1	PG-FC ; PN-FC	Cluster 1	PG-FC ; PN-FC
Cluster 3	PB-FC	Cluster 3	PB-FC
Cluster 4	PI-FC ; PM-FC	Cluster 2	PE-FC ; PH-FC ; PI-FC ; PK-FC ; PM-FC ; PO-FC
Cluster 2	PE-FC ; PH-FC ; PK-FC ; PO-FC	Cluster 4	PJ-FC
Cluster 5	PC-FC ; PD-FC ; PF-FC ; PJ-FC ; PL-FC	Cluster 5	PC-FC ; PD-FC ; PF-FC ; PL-FC

D'après le *Tableau 6-14*, 64% (9/14) des faces de piles FC sont associées au même risque de corrosion pour les 2 classifications. Le risque de corrosion des 5 faces de piles restantes est surévalué d'une catégorie entre la classification réalisée à partir des données symboliques intervalles et celle obtenue avec l'utilisation des données symboliques histogramme.

3.2.2 Faces de pile FG

D'après l'interprétation des données fiabilisées (*Tableau 4-12*, *Tableau 4-14* et *Tableau 5-9*), 4 faces de piles FG sont « saines » : PC-FG, PD-FG, PG-FG et PN-FG. Pour les 2 classifications des faces de pile FG réalisées à partir des 2 types de données symboliques (*Tableau 6-13*), les deux **Cluster 1**

contiennent uniquement 3 des 4 faces FG identifiées comme « saines ». C'est donc ce cluster qui peut être associé au risque de corrosion le plus faible.

Néanmoins, une différence de classification entre la classification « à dire d'expert » (*Tableau 3-17*) et le clustering (*Tableau 6-13*) est remarquée. La première indique que 4 faces FG sont considérées comme « saines », alors que la deuxième en indique seulement 3. Ce constat revient à dire que le risque de corrosion associé à la face de pile manquante (PC-FG) a été sous-estimé par la classification « à dire d'expert ».

D'après les résultats des inspections visuelles des désordres (*Tableau 3-3*), 4 faces de piles FG « corrodées » ont été recensées : PE-FG, PF-FG, PJ-FG et PM-FG. Le *Tableau 6-13* met en évidence que les classifications réalisées à partir des 2 types de données symboliques utilisés sont différentes. C'est pourquoi les résultats ont été analysés séparément :

- pour le clustering réalisé à partir des données symboliques intervalle, les faces de pile FG « corrodées » sont regroupées dans le **Cluster 2** et dans 50% (2/4) du **Cluster 4** ;
- pour le clustering réalisé à partir des données symboliques histogramme, les faces de pile FG « corrodées » sont contenues dans 33% (1/3) du **Cluster 3**, 25% (1/4) du **Cluster 4** et dans 20% (2/5) du **Cluster 5**.

D'après ces constats, les données symboliques intervalle min/max apportent les résultats les plus pertinents pour la classification des faces de pile FG. En effet, les 4 faces de pile « corrodées » sont contenues dans seulement 2 clusters (contre 3 pour les données symboliques histogramme), dont 1 qui contient uniquement cette catégorie de pile (contre 0 pour les données symboliques histogramme). Pour cette raison principale, les classifications réalisées à partir des données symboliques histogramme n'ont pas été conservées dans la suite de ce chapitre.

En considérant que les clusters qui contiennent uniquement des faces de pile « corrodées » sont les « plus à risques », il est possible d'établir une hiérarchie des clusters entre eux : le **Cluster 2** est plus « à risque » que le **Cluster 4**.

A partir de ces conclusions le risque de corrosion associé à 3 clusters a pu être déterminé, ce qui n'est pas suffisant pour être en mesure de réordonner les résultats de la classification des faces de pile FG (*Tableau 6-13*). Avant cela, il est nécessaire de déterminer la hiérarchie entre les **Cluster 3** et **Cluster 5**. Pour ce faire il a été considéré que le cluster qui contient la quatrième face de pile identifiée comme « saine » par la classification « à dire d'expert » (*Tableau 3-17*) était le cluster le moins à risque des 2, il s'agit du **Cluster 3**. La réorganisation des clusters, du plus faible au plus important risque de corrosion, est présentée dans le *Tableau 6-15*.

Tableau 6-15 : Organisation des clusters des faces de piles FG de plus faible (en haut) risque de corrosion au plus important (en bas).

Données symboliques : Intervalle	
Cluster 1	PD-FG ; PG-FG ; PN-FG
Cluster 3	PB-FG ; PC-FG ; PL-FG
Cluster 5	PH-FG ; PK-FG ; PO-FG
Cluster 4	PF-FG ; PI-FG ; PJ-FG
Cluster 2	PE-FG ; PM-FG

3.3 Positionnement des zones à risques

Les études précédentes ont permis d'identifier le couple de classification qui donne la classification des faces de pile la plus pertinente, il s'agit de la « méthode des nuées dynamiques/intervalle ». C'est, donc, celui-ci qui a été utilisé sur les données fiabilisées dans cette étude.

Les méthodes de classification non-supervisée des données peuvent également être utilisées pour localiser les zones à risque. L'idée est d'appliquer un maillage fin aux faces de pile (décomposer chaque face de pile en éléments de petite taille) et de procéder à une classification de ces éléments, de manière à obtenir 2 clusters : l'un représentera les zones « saines » en blanc, et le second les zones « à risque » en noir. Le maillage appliqué ne doit être ni trop fin ni trop grossier. Des mailles trop fines pourraient ne pas contenir assez de données pour procéder à une transformation en données symboliques, tout comme des mailles trop importantes qui pourraient contenir une trop grande quantité de données et ainsi lisser des zones à risque de petite taille. Pour respecter et satisfaire ces conditions spécifiques, un maillage composé de 5 mailles horizontales et de 7 mailles verticales a été adopté (de cette façon la face de pile est divisée en 35 mailles). A titre d'analyse préliminaire, cette méthodologie de traitement a été appliquée aux faces de pile FC.

La *Figure 6-5* présente les résultats obtenus pour les faces de pile FC « saines », celles contenues dans le **Cluster 1** (*Tableau 6-14*). Il est observé que toutes les mailles sont classées ensemble, et appartiennent au même cluster représenté par la couleur blanche.

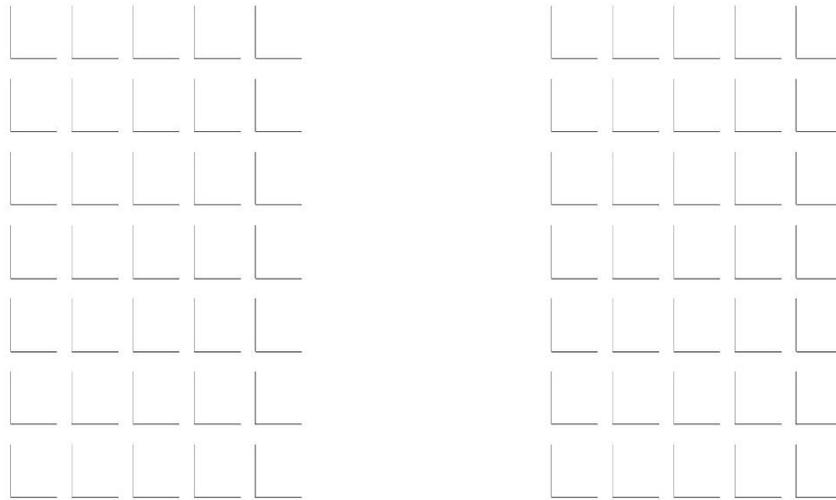


Figure 6-5 : Représentation des faces de pile FC "saines" en maillage 5 par 7 après classification en 2 clusters : à gauche PG-FC et à droite PN-FC.

La Figure 6-6 présente les résultats obtenus pour 3 faces de pile classées chacune dans un cluster différent, par conséquent elles présentent un risque de corrosion différent : PM-FC appartient au **Cluster 3**, PE-FC appartient au **Cluster 4** et PD-FC qui appartient au **Cluster 5** identifié comme étant le plus « à risque ». Cette figure prouve que les zones « à risques » sont mises en évidence, et qu'elles sont facilement identifiables, repérables et positionnables directement sur la face de pile *in-situ*.

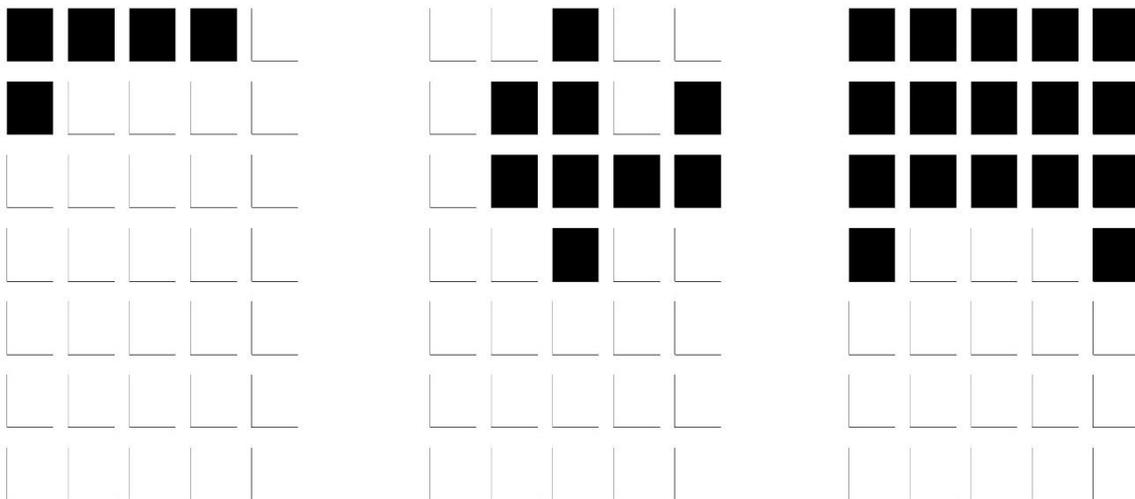


Figure 6-6 : Représentation par un maillage 5 par 7 des faces de pile présentant des zones « à risque » : à gauche PM-FC, au milieu PE-FC et à droite PD-FC.

4 Conclusions

Le fait de coupler l'analyse des données symboliques aux méthodes de classification non-supervisées des données engendre un grand nombre de possibilités de traitement, représenté par les couples

« méthode de classification/données symboliques ». Le couple qui donne la classification la plus pertinente n'est pas une solution unique, il peut être différent d'un ouvrage à l'autre. Pour l'identifier des essais paramétriques doivent être réalisés. Ces essais sont basés sur la connaissance *d'a priori* de résultat. Concernant les données expérimentales des piles du pont de l'île de Ré, le couple « méthode des nuées dynamiques/intervalle min/max » a été identifié comme le plus pertinent en utilisant les résultats des précédents chapitres : dissociation des faces de pile (FC et FG), dissociation des zones de mesure (Z3, Z2 et Z1), diagnostic de corrosion fiabilisé et autopsies visuelles.

La classification des données a été effectuée sur les 28 faces de pile du pont de l'île de Ré en utilisant les données de potentiel de corrosion des armatures horizontales et de résistivité électrique du béton de surface. A partir des résultats de la classification, les faces de piles ont pu être classées dans 5 groupes chacun représentatif d'un risque de corrosion différent. A partir des résultats de la classification des faces de pile « à dire d'expert » et des inspections visuelles des désordres, les groupes de faces de pile ont pu être hiérarchisés du risque de corrosion le plus faible au plus important.

Ces résultats représentent un réel intérêt pour le gestionnaire d'ouvrage, dans l'objectif d'identifier les faces de pile avec le risque de corrosion le plus important et par conséquent à réparer en priorité. De plus, il a été montré que la classification des données pouvait permettre de localiser facilement les zones à risques directement sur la face de pile. Cependant, les résultats présentés dans ce chapitre sont des résultats préliminaires, seul des pistes ont été émises. Afin d'être pertinente pour le Maître d'Ouvrage, cette analyse doit être poursuivie, il s'agit d'un travail complexe qui a lui seul pourrait faire l'objet d'une thèse. En effet, les outils d'aide à la décision ne sont pas des outils « clé en main », ils doivent encore être développés. C'est un sujet scientifique qui est, toujours, sous la coupe de nombreux verrous scientifiques.

Conclusions générales et perspectives

Conclusions générales et perspectives

Le diagnostic de corrosion est un outil essentiel de suivi et de prévision pour les gestionnaires d'ouvrages, car il permet de connaître l'état de dégradation de ses structures en béton armé, la corrosion en étant la principale cause. Ce diagnostic fait appel aux mesures non destructives (potentiel de corrosion des armatures, résistivité électrique du béton et vitesse de corrosion des armatures) qui, sur la base d'un référentiel d'interprétation, permettent de statuer sur une probabilité associée à un état de corrosion des armatures.

Cependant, ces référentiels proposés dans la littérature (normes, recommandations, ...) concernent les ouvrages en site terrestre (exposition classique « atmosphérique »). Pour les ouvrages situés en milieu maritime, l'utilisation de ces référentiels n'est pas pertinente, voire hasardeuse compte tenu des effets de l'environnement sur la mesure, en particulier l'observable. Cette tendance a été constatée à partir de la campagne de mesures réalisée sur les faces de pile sélectionnées du pont de l'île de Ré (objet du Chapitre 2) et de l'analyse des données « brutes » conduite dans le Chapitre 3. En effet, cette analyse a montré que les conclusions tirées des différentes possibilités d'interprétations d'une même mesure sont parfois en opposition (état sain/état de corrosion sévère) et, le plus souvent associées à un état de dégradation alarmiste. Plusieurs phénomènes liés au milieu maritime provoquent des biais de mesure (gradient vertical de teneur en eau, en oxygène et en ions chlorure du matériau béton) et doivent être pris en compte.

Par conséquent, une modélisation en terme d'influence des effets environnementaux sur les mesures a été réalisée (Chapitre 4). Elle a permis de montrer que la phase de la marée (montante ou descendante) n'a pas (ou très peu) d'influence sur le diagnostic de corrosion. A contrario, la position des zones d'exposition (zone de marnage, zone d'éclaboussures et zone atmosphérique) produit un comportement d'évolution des mesures différent. Après l'identification des zones d'exposition spécifiques au milieu maritime, les profils des mesures ont été modélisés. Ces profils sont, par la suite, considérés comme représentatifs de l'influence du phénomène de marnage. La même démarche, effectuée par rapport à l'influence de la saisonnalité, a conduit également à l'obtention des profils des mesures pour chaque saison. Un nouveau traitement des données qui soustrait les effets environnementaux aux données « brutes » permet d'obtenir de nouvelles valeurs « fiabilisées ». Cette méthodologie rend applicables les référentiels d'interprétation aux mesures recueillies sur un ouvrage maritime, mais doit être validée.

C'est l'objet du Chapitre 5, qui propose une validation de cette méthodologie de traitement des données brutes à partir des résultats des autopsies visuelles réalisées sur les piles du pont de l'île de Ré. Ces autopsies ont confirmé l'intérêt de retirer les effets environnementaux des données « brutes », puisque sur les zones identifiées comme saines, les armatures sont non corrodées, alors que sur les zones associées à une activité de corrosion, les armatures présentent des signes de corrosion avancée. Les seuils de probabilité de corrosion pour la mesure de potentiel de corrosion spécifiques aux piles du pont de l'île de Ré ont également été définis (Chapitre 5).

En utilisant les mesures « fiabilisées », et représentatives de l'état de corrosion réel des armatures de l'ouvrage, un classement des faces de pile suivant leur état de corrosion à partir d'un algorithme de classification non-supervisée des données, est rendu possible (Chapitre 6). Le classement obtenu est

une aide précieuse au gestionnaire d'ouvrage dans sa prise de décision (planification de maintenance), puisqu'une hiérarchie des zones à réparer en priorité est proposée.

Bien que l'objectif initial de cette thèse soit atteint, une optimisation de l'interprétation du diagnostic de corrosion en milieu maritime est possible. En effet, il serait intéressant de coupler les résultats de diagnostic de corrosion à ceux de l'étude de durabilité. Cette démarche a été abordée mais de manière sommaire. Une analyse croisée de ces deux sources d'informations devrait permettre de répondre à certaines interrogations encore en suspens, comme par exemple le fait que les zones représentatives d'une activité de corrosion avérée soient majoritairement situées en zone atmosphérique. Y aurait-il une cinétique de pénétration des ions chlorure plus importante dans cette zone ou une disponibilité en oxygène plus importante ? Est-ce généralisable à d'autres ouvrages ?

Durant ce travail de thèse, les erreurs de mesure associées ont été modélisées et, souvent, négligées compte tenu du grand nombre de mesures permettant de lisser leurs effets. Pourtant, elles peuvent entraîner de mauvaises interprétations dans le cadre d'un diagnostic de corrosion moins exhaustif (une seule verticale de mesure par exemple) en surestimant ou en sous-estimant le risque de corrosion. Une étude de l'impact des erreurs de mesure sur les résultats d'aide à la décision, en utilisant un modèle de propagation des incertitudes par exemple, pourrait être, dans ce cas, intéressante. Ceci, peut être joint à une modélisation de la variabilité spatiale qui aboutira à une double optimisation visant à limiter les effets de l'incertitude de mesure et à optimiser l'échantillonnage. Ce travail a d'ores et déjà été enclenché à partir d'un tout nouvel algorithme présent au GeM (laboratoire de l'Université de Nantes).

Cette thèse illustre la nécessité de pouvoir disposer de bases données « fiabilisées » de la présomption du béton armé à la corrosion des armatures, en partenariat avec les gestionnaires d'ouvrage. Ceci permettrait de mettre au point un référentiel commun de diagnostic de corrosion propre aux ouvrages maritimes, d'évaluer la méthodologie développée dans cette thèse sur d'autres ouvrages littoraux et de proposer de nouvelles méthodologies comme prolongement de ce travail de thèse.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Abe S (2005) : *Support vector machines for pattern classification - 2nd Edition*, Springer, 486 pages, ISBN : 978-1-84996-097-7.

Abu-Yosef AE (2013) : *Development of non-contact passive wireless sensors for detection of corrosion in reinforced concrete bridge decks*, PhD Thesis, University of Texas, United States of America, 358 pages.

Afonso F, Diday E, Bades N, Genest Y, Claudel M et Orcesi A (2010) : *Use of symbolic data analysis for structural health monitoring applications*, 2nd international symposium for life-cycle civil engineering - IALCCE'10, 27-30 October 2010, Taipei, Taiwan, pp. 205-210.

Aguilar A, Sagüés AA et Powers RG (1990) : *Corrosion measurements of reinforcing steel in partially submerged concrete slabs*, In : Corrosion rates of steel in concrete, ASTM International, pp. 66-85, ISBN : 978-0803114586.

Ahlström J (2014) : *Corrosion of steel in concrete at various moisture and chloride levels*, Lund University and SWEREA/KIMAB, RAPPORT 2015:133, 78 pages.

Aït-Mokhtar A, Belarbi R, Benboudjema F, Burlion N, Capra B, Carcassès M, Colliat JB, Cussigh F, Deby F, Jacquemot F, De Larrard T, Lataste JF, Le Bescop P, Pierre M, Poyet S, Rougeau P, Rougelot T, Sellier A, Séménadisse J, Torrenti JM, Trabelsi A, Turcry P et Yanez-Godoy H (2013) : *Experimental investigation of the variability of concrete durability properties*, Cement and Concrete Research, vol. 45, pp. 21-36.

Al-Zahrani MM, Maslehuddin M, Al-Dulaijan SU et Ibrahim M (2003) : *Mechanical properties and durability characteristics of polymer and cement-based repair materials*, Cement and Concrete Composites, vol. 25, pp. 527-537.

Alhozaimy A, Hussain RR, Al-Zaid R et Al-Negheimish A (2012) : *Coupled effect of ambient high relative humidity and varying temperature marine environment on corrosion of reinforced concrete*, Construction and Building Materials, vol. 28, pp. 670-679.

Alonso C, Andrade C et González JA (1988) : *Relation between resistivity and corrosion rate of reinforcements in carbonated mortar made with several cement types*, Cement and Concrete Research, vol. 18, pp. 687-698.

Alonso C, Andrade C, Castellote M et Castro P (2000) : *Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar*, Cement and Concrete Research, vol. 30, pp. 1047-1055.

Amleh L et Mirza MS (2004) : *Corrosion response of a decommissioned deteriorated bridge deck*, Journal of performance of constructed facilities, vol. 18, pp. 185-194.

Andrade C et Gonzalez JA (1978) : *Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements*, Materials and corrosion, vol. 29, pp. 515-519.

Andrade C, Alonso C, Gonzalez JA et Rodriguez J (1989) : *Remaining service life of corroding structures*, International association for bridge and structural engineering - IABSE symposium: Durability of structures, 6-8 September 1989, Lisbon, Portugal, pp. 359-364.

Andrade C, Alonso MC et Gonzalez JA (1990) : *An initial effort to use the corrosion rate measurements for estimating rebar durability*, In : Corrosion rates of steel in concrete, ASTM International, pp. 29-37, ISBN : 978-0803114586.

Andrade C, Soler L, Alonso C, Nóvoa XR et Keddam M (1995) : *The importance of geometrical considerations in the measurement of steel corrosion in concrete by means of AC impedance*, Corrosion Science, vol. 37, pp. 2013-2023.

Andrade C et Alonso C (1996a) : *Electrical methods used in the characterization of reinforced concrete and steel corrosion*, International conference on concrete: From material to structure, 11-12 September 1996, Arles, France, pp. 196-206.

Andrade C et Alonso C (1996b) : *Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site*, Construction and Building Materials, vol. 10, pp. 315-328.

Andrade C, Alonso C et Sarria J (1998) : *Influence of relative humidity and temperature on-site corrosion rates*, Materiales de construcción, vol. 48, pp. 5-17.

Andrade C, Sarria J et Alonso C (1999) : *Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering*, Cement and Concrete Research, vol. 29, pp. 1249-1259.

Andrade C, Alonso C, Arteaga A et Tanner P (2000a) : *Methodology based on the electrical resistivity for the calculation of reinforcement service life*, 5th CANMET/ACI international conference on durability of concrete, 4-9 June 2000, Barcelona, Spain, pp. 899-915.

Andrade C, Fullea J et Alonso C (2000b) : *The use of the graph corrosion rate-resistivity in the measurement of the corrosion current*, International workshop MESINA on measurement and interpretation of on-site corrosion rate, 22-23 February 1999, Madrid, Spain, pp. 157-166.

Andrade C et Alonso C (2001a) : *On-site measurements of corrosion rate of reinforcements*, Construction and Building Materials, vol. 15, pp. 141-145.

Andrade C, Keddam M, Nóvoa XR, Pérez MC, Rangel CM et Takenouti H (2001b) : *Electrochemical behaviour of steel rebars in concrete: influence of environmental factors and cement chemistry*, Electrochimica Acta, vol. 46, pp. 3905-3912.

Andrade C, Alonso C et Sarria J (2002) : *Corrosion rate evolution in concrete structures exposed to the atmosphere*, Cement and Concrete Composites, vol. 24, pp. 55-64.

Andrade C et Castillo A (2003) : *Evolution of reinforcement corrosion due to climatic variations*, Materials and corrosion, vol. 54, pp. 379-386.

Andrade C, Alonso C, Gulikers J, Polder RB, Cigna R, Vennesland Ø, Salta M, Raharinaivo A et Elsener B (2004) : *Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method*, Materials and Structures, vol. 37, pp. 623-643.

Andrade C et Martinez I (2005) : *Calibration by gravimetric losses of electrochemical corrosion rate measurement using modulated confinement of the current*, Materials and Structures, vol. 38, pp. 833-841.

Andrade C, Martinez I et Castellote M (2008) : *Feasibility of determining corrosion rates by means of stray current-induced polarisation*, Journal of applied electrochemistry, vol. 38, pp. 1467-1476.

Andrade C, Sanchez J, Fullea J, Rebolledo N et Tavares F (2012) : *On-site corrosion rate measurements: 3D simulation and representative values*, Materials and corrosion, vol. 63, pp. 1154-1164.

Andrade C, Garcés P, Baeza FJ, Galao O et Zornoza E (2015) : *Electronic and electrolytic conduction of cement pastes with additions of carbonaceous materials*, In : Durability of reinforced concrete from composition to protection, Springer, pp. 11-25, ISBN : 3319099205.

Angst U, Elsener B, Larsen CK et Vennesland Ø (2009) : *Critical chloride content in reinforced concrete - a review*, Cement and Concrete Research, vol. 39, pp. 1122-1138.

Angst U et Elsener B (2014) : *On the applicability of the Wenner method for resistivity measurements of concrete*, ACI Materials Journal, vol. 111, pp. 661-671.

Ankerst M, Breunig MM, Kriegel HP et Sander J (1999) : *OPTICS: ordering points to identify the clustering structure*, International conference on management of data and symposium on principles of database systems - SIGMOD/PODS99, 31 May - 3 June 1999, Philadelphia, United States of America, pp. 49-60.

Ann KY et Song HW (2007) : *Chloride threshold level for corrosion of steel in concrete*, Corrosion Science, vol. 49, pp. 4113-4133.

Ansuini FJ et Dimond JR (1994) : *Factors affecting the accuracy of reference electrodes*, Materials performance, vol. 33, pp. 14-17.

Antoine P et Fabre D (1980) : *Géologie appliquée au génie civil*, Masson (Paris), 291 pages, ISBN : 2225658803.

Arnaud M et Emery X (2000) : *Estimation et interpolation spatiale: Méthodes déterministes et méthodes géostatistiques*, Hermes Science Publications, 221 pages, ISBN : 2746201380.

Arup H (1983) : *The mechanisms of the protection of steel by concrete*, In : Corrosion of reinforcement in concrete construction, Society of Chemical Industry, pp. 151-157, ISBN : 0853126003.

ASCE (2017) : *2017 Infrastructure report card*, American Society of Civil Engineers, 4 pages.

Assouli B, Ballivy G et Rivard P (2008) : *Influence of environmental parameters on application of standard ASTM C876-91: half cell potential measurements*, Corrosion Engineering, Science and Technology, vol. 43, pp. 93-96.

ASTM C876 (1999) : *Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete*, C 876 - 91 (Reapproved 1999), pp. 6.

ASTM C876 (2009) : *Standard test method for corrosion potentials of uncoated reinforcing steel in concrete*, C 876 - 09, pp. 7.

ASTM C876 (2015) : *Standard test method for corrosion potentials of uncoated reinforcing steel in concrete*, C 876 - 15, pp. 8.

ASTM C1152/C1152M (2012) : *Standard test method for acid-soluble chloride in mortar and concrete*, C 1152/C1152M - 04 (Reapproved 2012), pp. 4.

Aubagnac C, Dérobert X et Abraham O (2002) : *Evaluation de différentes méthodes d'auscultation non destructives avant autopsie d'un élément de poutre du Pont Neuf de Foix*, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, vol. 241, pp. 85-97.

Baker AF (1986) : *Potential mapping techniques*, Seminar on corrosion in concrete - Monitoring, surveying and control by cathodic protection, 13 May 1986, London, England, pp. 3.1-3.21.

Baker FB et Hubert LJ (1975) : *Measuring the power of hierarchical cluster analysis*, Journal of the American statistical Association, vol. 70, pp. 31-38.

Balayssac JP, Laurens S, Arliguie G, Ploix MA, Breyse D, Piwakowski B et Villain G (2009) : *Stratégie d'évaluation non destructive pour la surveillance des ouvrages en béton - Rapport final - Septembre 2009*, Projet ANR SENSO, 274 pages.

Balayssac JP (2016) : *Compte-rendu de fin de projet EvaDéOS*, Agence Nationale de la Recherche, 38 pages.

Bapat JD (2001) : *Performance of cement concrete with mineral admixtures*, Advances in cement research, vol. 13, pp. 139-155.

Barnouin B, Lemoine L, Dover WD et Rudlin JR (1993) : *Underwater inspection reliability trials for offshore structures*, 12th international conference on offshore mechanics and arctic engineering - OMAE 1993, 20-24 June 1993, Glasgow, Scotland, pp. 883-890.

Baroghel-Bouny V, Andrade C, Castellote M, Brazillier D, Costaz JL, Couty R, Degeimbre R, Divet L, Godart B, Grimaldi G, Guedon-Dubied S, Hasni L, Hornain H, Larive C, Le Roux A, Linger L, Monachon P, Moranville-Regourd M, Petre-Lazar I, Poineau D, Rafai N, Rougeau P, Villain G, Yssorche-Cubaynes MP, Baron J, Belin P, Chaussadent T, Cussigh F, Fasseau P, Guimbal F, Henry D, Kalifa P, Skoczylas F et Thierry M (2004) : *Documents scientifiques et techniques - Groupe de travail "Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages - Indicateurs de durabilité" - Maîtrise de la durabilité vis à vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction - Etat de l'art et guide pour la mise en oeuvre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité*, AFGC, 252 pages.

Baroghel-Bouny V, Belin P, Maultzsch M et Henry D (2007) : *AgNO₃ spray tests: advantages, weaknesses, and various applications to quantify chloride ingress into concrete. Part 1: Non-steady-state diffusion tests and exposure to natural conditions*, Materials and Structures, vol. 40, pp. 759.

Baroghel-Bouny V (2008) : *Développement d'une approche globale, performantielle et prédictive de la durabilité des structures en béton (armé) sur la base d'indicateurs de durabilité - Bilan et perspectives - Caractérisation de la microstructure des bétons, étude de leurs propriétés hydriques et de transport, évaluation des déformations libres et prédiction de la durée de vie des ouvrages*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 313 pages, ISBN : 978-2-7208-2532-8.

Basheer L, Kropp J et Cleland DJ (2001a) : *Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review*, Construction and Building Materials, vol. 15, pp. 93-103.

Basheer PAM et Nolan E (2001b) : *Near-surface moisture gradients and in situ permeation tests*, Construction and Building Materials, vol. 15, pp. 105-114.

Bässler R, Burkert A, Frølund T et Klinghoffer O (2007) : *Use of portable equipment to determine the corrosion state of concrete structures*, In : Corrosion of reinforcement in concrete - Mechanisms, monitoring, inhibitors and rehabilitation techniques, Woodhead Publishing, pp. 159-169, ISBN : 9781845692285.

Baweja D, Roper H et Sirvivatnanon V (1996) : *Corrosion of steel in marine concrete: long-term half-cell potential and resistivity data*, 3rd CANMET/ACI international conference on performance of concrete in marine environment, 4-9 August 1996, New Brunswick, Canada, pp. 89-110.

Benaïssa B, Chamboredon C, Jaquemin D et Jurkiewicz B (1995) : *Mesures d'épaisseurs résiduelles et inspection des structures métalliques en milieu marin ou fluvial*, Cahier des Clauses Techniques Particulières - TYPE, CETMEF, Notice STC.QG N°95.04, 64 pages.

Benaïssa B (2004) : *La corrosion des structures métalliques en mer : types et zones de dégradations*, 8ème journées nationales génie côtier - génie civil, 7-9 September 2004, Compiègne, France, pp. 667-677.

Beney J (2008) : *Classification supervisée de documents*, Hermès Science, 180 pages, ISBN : 2746219832.

Bentur A, Berke N et Diamond S (1997) : *Steel corrosion in concrete: fundamentals and civil engineering practice*, CRC Press, 208 pages, ISBN : 0419225307.

Berke NS, Dallaire MP et Hicks MC (1992) : *Plastic, mechanical, corrosion, and chemical resistance properties of silica fume (microsilica) concretes*, 4th international conference on fly ash, silica fume, slag, and natural pozzolans in concrete, 3-8 May 1992, Istanbul, Turkey, pp. 1125-1149.

Berkhin P (2006) : *A survey of clustering data mining techniques*, In : Grouping multidimensional data - Recent advances in clustering, Springer, pp. 25-71, ISBN : 978-3-540-28349-2.

Bertolini L, Elsener B, Pedferri P, Redaelli E et Polder RB (2013) : *Corrosion of steel in concrete: prevention, diagnosis, repair*, John Wiley & Sons, 394 pages, ISBN : 3527651713.

Bigas JP, Lambert F et Ollivier JP (1996) : *Modélisation globale des interactions physico-chimiques régies par des isothermes non linéaires entre ions chlore et mortier de ciment Portland*, Materials and Structures, vol. 29, pp. 277-285.

Billard L et Diday E (2006) : *Symbolic data analysis: Conceptual statistics and data mining*, Wiley Interscience, 325 pages, ISBN : 978-0-470-09016-9.

Bock HH et Diday E (2012) : *Analysis of symbolic data: exploratory methods for extracting statistical information from complex data*, Springer Science & Business Media, 443 pages, ISBN : 3642571557.

Boero J, Schoefs F et Capra B (2009) : *Effect on Risk Based Inspection of spatio-temporal dependence of ROC curves: Study of the corrosion of steel harbour structures*, Non-destructive testing in civil engineering - NDTCE'09, 30 June - 3 July 2009, Nantes, France, pp. 6.

Boero J (2010) : *Fiabilité des infrastructures portuaires: Approche innovante d'analyse et de modélisation probabiliste des données d'inspection*, Thèse de doctorat, Université de Nantes, France, 481 pages.

Boero J, Schoefs F, Yáñez-Godoy H et Capra B (2012) : *Time-function reliability of harbour infrastructures from stochastic modelling of corrosion*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 16, pp. 1187-1201.

Boser BE, Guyon IM et Vapnik VN (1992) : *A training algorithm for optimal margin classifiers*, 5th annual workshop on computational learning theory - COLT92, 27-29 July 1992, Pittsburgh, United States of America, pp. 144-152.

Bourreau L (2016) : *Présentation du Pont de l'île de Ré - Choix des piles à diagnostiquer*, Projet DéCoF-Ré : Décision par diagnostic de Corrosion en toute Fiabilité sur le pont de l'île de Ré, Livrable L1-1, 67 pages.

Bourreau L, Bouteiller V, Schoefs F, Gaillet L, Thauvin B, Schneider J et Naar S (2017) : *Uncertainty assessment and decision: concrete electrical resistivity measurements on a coastal bridge*, Construction and Building Materials, pp. 28.

Bouteiller V (2007) : *Référentiel de connaissances du Groupe de Travail N°3*, Projet APPLET : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste, Livrable L3-0, 17 pages.

Bouteiller V (2008) : *Programmation de la fabrication, du vieillissement et de la répartition des corps d'épreuve*, Projet APPLET : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste, Livrable L3-2/1, 21 pages.

Bouteiller V (2010a) : *Etude bibliographique sur l'influence des conditions de température et d'humidité sur les mesures de corrosion*, Projet APPLET : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste, Livrable L3-1/1, 17 pages.

Bouteiller V, Cherrier JF, Andrade C et Rebolledo N (2010b) : *Rapport de synthèse des contrôles sous environnements différents - Prismes*, Projet APPLET : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste, Livrable L3-4/1, 49 pages.

Bouteiller V, Cherrier JF, L'Hostis V, Rebolledo N, Andrade C et Marie-Victoire E (2012a) : *Influence of humidity and temperature on the corrosion of reinforced concrete prisms*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 16, pp. 471-480.

Bouteiller V, Cremona C, Baroghel-Bouny V et Maloula A (2012b) : *Corrosion initiation of reinforced concretes based on Portland or GGBS cements: Chloride contents and electrochemical characterizations versus time*, Cement and Concrete Research, vol. 42, pp. 1456-1467.

Bouteiller V, Toque C, Cury A, Cherrier JF, Diday E et Cremona C (2012c) : *Non-destructive electrochemical characterizations of reinforced concrete corrosion: basic and symbolic data analysis*, Corrosion Reviews, vol. 30, pp. 47-62.

BOUYGUES (1987a) : *Piles P28 - Coffrage*, Département de la Charente-Maritime - S.E.M.D.A.S - Direction départementale de l'équipement - Liaison Ré-Continent, Plan n° : E-01-C-28101-C.

BOUYGUES (1987b) : *Piles P26 et P27 - Coffrage*, Département de la Charente-Maritime - S.E.M.D.A.S - Direction départementale de l'équipement - Liaison Ré-Continent, Plan n° : E-01-C-28102-B.

BOUYGUES (1987c) : *Piles P1 et P2 - Coffrage*, Département de la Charente-Maritime - S.E.M.D.A.S - Direction départementale de l'équipement - Liaison Ré-Continent, Plan n° : E-01-C-28106-A.

BOUYGUES (1987d) : *Piles P4 à P25 - Fondations et futs de piles - Coffrage*, Département de la Charente-Maritime - S.E.M.D.A.S - Direction départementale de l'équipement - Liaison Ré-Continent, Plan n° : E-01-C-28103-F.

BOUYGUES (1987e) : *Piles P3 - Coffrage*, Département de la Charente-Maritime - S.E.M.D.A.S - Direction départementale de l'équipement - Liaison Ré-Continent, Plan n° : E-01-C-28107-B.

BOUYGUES (1987f) : *Piles P1 à P28 - Géométrie extérieure - Coffrage*, Département de la Charente-Maritime - S.E.M.D.A.S - Direction départementale de l'équipement - Liaison Ré-Continent, Plan n° : E-01-C-28109-B.

Breiman L, Friedman J, Stone CJ et Olshen RA (1984) : *Classification algorithms and regression trees*, In : Classification and regression trees, CRC Press, pp. 246-280, ISBN : 0412048418.

Breysse D et Abraham O (2005) : *Méthodologie d'évaluation non destructive de l'état d'altération des ouvrages en béton*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 544 pages, ISBN : 2859784055.

Breysse D, Elachachi SM, Balayssac JP et Laurens S (2007a) : *Diagnostic de l'état du béton: combinaison d'informations et réduction des incertitudes*, 25ème rencontres de l'AUGC, 23-25 May 2007, Bordeaux, France, pp. 8.

Breysse D, Yotte S, Salta M, Pereira E, Ricardo J et Pova A (2007b) : *Influence of spatial and temporal variability of the material properties on the assessment of a RC corroded bridge in marine environment*, 10th international conference on applications of statistics and probability in civil engineering - ICASP10, 31 July - 3 August 2007, Tokyo, Japan, pp. 10.

Breysse D et Lataste JF (2009a) : *Variabilité des matériaux de construction et sécurité des ouvrages : l'apport de l'évaluation non destructive.*, 19ème congrès français de mécanique - CFM'09, 24-28 August 2009, Marseille, France, pp. 9.

Breysse D, Yotte S, Salta M, Schoefs F, Ricardo J et Chaplain M (2009b) : *Accounting for variability and uncertainties in NDT condition assessment of corroded RC-structures*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 13, pp. 573-591.

Brézellec P et Didier G (2001) : *Gizmo: un algorithme de grille cherchant des clusters homogènes*, 3ème conférence francophone en apprentissage - CAp'2001, Juin 2001, Grenoble, France, pp. 101-116.

Broomfield JP, Langford PE et Ewins AJ (1990) : *The use of a potential wheel to survey reinforced concrete structures*, In : Corrosion rates of steel in concrete, ASTM International, pp. 157-173, ISBN : 978-0803114586.

Broomfield JP, Rodriguez J, Ortega LM et Garcia AM (1993) : *Corrosion rate measurement and life prediction for reinforced concrete structures*, 5th international conference on "structural faults + repairs", 29 June - 1 July 1993, Edinburgh, Scotland, pp. 155-164.

- Broomfield JP, Rodriguez J, Ortega LM et Garcia AM (1994)** : *Corrosion rate measurements in reinforced concrete structures by a linear polarization device*, Philip D. Cady international symposium on corrosion of steel in concrete, 9-10 November 1993, Minneapolis, United States of America, pp. 163-182.
- Broomfield JP (1996)** : *Field measurement of the corrosion rate of steel in concrete using a microprocessor controlled unit with a monitored guard ring for signal confinement*, In : Techniques to assess the corrosion activity of steel reinforced concrete structures, ASTM International, pp. 91-106, ISBN : 978-0-8031-5332-5.
- Broomfield JP (2000)** : *Results of long term monitoring of corrosion inhibitors applied to corroding reinforced concrete structures*, The NACE annual conference corrosion and corrosion show 2000 - CORROSION2000, 23-31 March 2000, Orlando, United States of America, pp. 791.791 - 791.798.
- Broomfield JP, Davies K et Hladky K (2002a)** : *The use of permanent corrosion monitoring in new and existing reinforced concrete structures*, Cement and Concrete Composites, vol. 24, pp. 27-34.
- Broomfield JP et Millard SG (2002b)** : *Measuring concrete resistivity to assess corrosion rates - Current practice sheet no. 128*, Concrete, vol. 36, pp. 37-39.
- Broomfield JP, Davies K, Hladky K et Noyce P (2003)** : *Monitoring of reinforcement corrosion in concrete structures in the field*, 1st international conference on concrete solutions - concrete repair, 15-17 July 2003, Saint-Malo, France, pp. 175-185.
- Broomfield JP (2006)** : *Corrosion of steel in concrete - Understanding, investigation and repair - 2nd Edition*, CRC Press, 294 pages, ISBN : 0203414608.
- Bull JW (2009)** : *Linear and non-linear numerical analysis of foundations*, CRC Press, 465 pages, ISBN : 0203887778.
- Bungey JH, Grantham MG et Millard SG (2006)** : *Testing of concrete in structures - 4th Edition*, CRC Press, 353 pages, ISBN : 0203965140.
- Byfors K (1990)** : *Chloride-initiated reinforcement corrosion - chloride binding*, Swedish Cement and Concrete Institute, Report No 1:90, 121 pages.
- Cabassut L, Bourget M, Frappa M, Al Heib M, Viguier C et Guerin JF (1994)** : *Contribution of electrical and acoustic methods in the evaluation of the condition of accessible underground pipework and its environment*, Engineering Geology Special Publications, vol. 12, pp. 193-200.
- Cabassut L (1996)** : *Diagnostic des collecteurs visitables apport des méthodes géophysiques*, Thèse de doctorat, Université de Bordeaux, France, 332 pages.
- Cabrera JG et Ghoddoussi P (1994)** : *The influence of pulverised fuel ash on the resistivity and rate of corrosion of reinforced concrete*, ACI Materials Journal, vol. 145, pp. 229-244.
- Calas G (2006)** : *Etudes des principaux algorithmes de data mining*, Support de cours - EPITA - Ecole d'ingénieurs en informatique, 20 pages.
- Caliński T et Harabasz J (1974)** : *A dendrite method for cluster analysis*, Communications in Statistics-theory and Methods, vol. 3, pp. 1-27.
- Candillier L, Tellier I et Torre F (2004)** : *Tuareg: Classification non supervisée contextualisée*, 6ème conférence francophone en apprentissage - CAp'2004, 8-10 July 2004, Saint-Etienne, France, pp. 159-174.
- Cao HT et Sirivivatnanon V (1991)** : *Corrosion of steel in concrete with and without silica fume*, Cement and Concrete Research, vol. 21, pp. 316-324.

Références bibliographiques

- Capra B (2014)** : *Corrosion des structures en béton armé*, Techniques de l'ingénieur, vol. Pathologie générale - Pathologie du béton, pp. 27.
- Carino NJ (1999)** : *Nondestructive techniques to investigate corrosion status in concrete structures*, Journal of performance of constructed facilities, vol. 13, pp. 96-106.
- Castellote M et Andrade C (2001)** : *Round-Robin test on chloride analysis in concrete - Part I: Analysis of total chloride content*, Materials and Structures, vol. 34, pp. 532-549.
- Chansuriyasak K (2010a)** : *Effect of concrete properties and exposing condition on half-cell potential measurement*, PhD Thesis, University of Thammasat, Thailand, 55 pages.
- Chansuriyasak K, Wanichlamlart C, Sanchaoren P, Kongprawechnon W et Tangtermsirikul S (2010b)** : *Comparison between half-cell potential of reinforced concrete exposed to carbon dioxide and chloride environment*, Songklanakarin Journal of Science and Technology, vol. 32, pp. 461-468.
- Chen CT, Chang JJ et Yeih WC (2014)** : *The effects of specimen parameters on the resistivity of concrete*, Construction and Building Materials, vol. 71, pp. 35-43.
- Cherkassky V et Ma Y (2009)** : *Another look at statistical learning theory and regularization*, Neural Networks, vol. 22, pp. 958-969.
- Chi JM, Huang R et Yang CC (2002)** : *Effects of carbonation on mechanical properties and durability of concrete using accelerated testing method*, Journal of marine science and technology, vol. 10, pp. 14-20.
- Claisse PA, El-Sayad H et Shaaban IG (1999)** : *Permeability and pore volume of carbonated concrete*, ACI Materials Journal, vol. 96, pp. 378-381.
- Claudiel M et Courtois A (2011)** : *Gestion et exploitation des données*, Projet S3 : Surveillance de Santé Structurale, Livrable GT5-5, 31 pages.
- Clear KC (1974)** : *Time-to-corrosion of reinforcing steel in concrete slabs - Volume 3 - Performance after 830 daily salt applications*, Federal Highway Administration Washington D.C., FHWA/RD-76-70, 500 pages.
- Clear KC (1989)** : *Measuring rate of corrosion of steel in field concrete structures*, Transportation research record, vol. 1211, pp. 28-37.
- Clemeña GG (1992)** : *Benefits of measuring half-cell potentials and rebar corrosion rates in condition surveys of concrete bridge decks*, Federal Highway Administration Washington D.C., FHWA/VA-92R16, 62 pages.
- Cleuziou G (2004)** : *Une méthode de classification non-supervisée pour l'apprentissage de règles et la recherche d'information*, Thèse de doctorat, Université d'Orléans, France, 209 pages.
- Conway BE, Bockris JOM et Ammar IA (1951)** : *The dielectric constant of the solution in the diffuse and Helmholtz double layers at a charged interface in aqueous solution*, Transactions of the Faraday Society, vol. 47, pp. 756-766.
- Conway BE (2004)** : *Modern aspects of electrochemistry, Number 38*, Springer Science & Business Media, 543 pages, ISBN : 0306487039.
- Cornuéjols A, Miclet L et Kodratoff Y (2010)** : *Apprentissage artificiel: méthodes et algorithmes - 2nd Edition*, Eyrolles, 635 pages, ISBN : 2-212-12471-6.
- Courtois A, Claudiel M et Orcesi A (2011)** : *Application de la surveillance structurale à une flotte d'ouvrages*, Projet S3 : Surveillance de Santé Structurale, Livrable GT4-3, 55 pages.

Courtois A, Genest Y, Afonso F, Diday E et Orcesi A (2012) : *In-service inspection of reinforced concrete cooling towers–EDF's feedback*, 3rd international symposium for life-cycle civil engineering - IALCCE'12, 3-6 October 2012, Vienna, Austria, pp. 1102-1109.

Cowie J et Glasser FP (1992) : *The reaction between cement and natural waters containing dissolved carbon dioxide*, Advances in cement research, vol. 4, pp. 119-134.

Cox RN, Cigna R, Vennesland Ø et Valente T (1997) : *Corrosion and protection of metals in contact with concrete - Final report*, COST 509 - material science - European concerted action COST 509, European Commission - COST - European Cooperated in the field of Scientific and Technical Research, EUR 17608 EN, 168 pages.

Cremona C, Rougeaud P, Torrenti JM, Payet S, Adelaide L, Berthaud Y, Bouteiller V et L'Hostis V (2012) : *Durée de vies des ouvrages en béton armé - Approche prédictive, performantielle et probabiliste - Recommandations du projet ANR-APPLET, IFSTTAR - CERIB*, 124 pages.

Crémona C, Silveira APC et Calado OML (2016) : *Real-time damage detection based on pattern recognition*, Structural concrete, vol. 17, pp. 338-354.

CREOCEAN (2004) : *Etude des conditions naturelles en vue de l'extension du port des Minimes - Phase 1 : Synthèse bibliographique*, Ville de La Rochelle, Rapport 103070.RA1indA, 43 pages.

Cury A, Crémona C et Diday E (2009) : *A methodology based on symbolic data analysis for structural damage assessment*, 3rd international operational modal analysis conference - IOMAC 2009, 4-6 May 2009, Portonovo, Italy, pp. 737-747.

Cury A (2010a) : *Techniques d'anormalité appliquées à la surveillance de santé structurale*, Thèse de doctorat, Université Paris-Est, France, 392 pages.

Cury A, Crémona C et Diday E (2010b) : *Application of symbolic data analysis for structural modification assessment*, Engineering Structures, vol. 32, pp. 762-775.

Cusson D et Isgor B (2004) : *Durability of concrete structures: prevention, evaluation, inspection, repair and prediction*, Canadian Civil Engineer, vol. 21, pp. 4-5.

Darmawan MS et Stewart MG (2007) : *Spatial time-dependent reliability analysis of corroding pretensioned prestressed concrete bridge girders*, Structural Safety, vol. 29, pp. 16-31.

Darmawan MS (2010) : *Pitting corrosion model for reinforced concrete structures in a chloride environment*, Magazine of concrete research, vol. 62, pp. 91-101.

De Larrard T (2010) : *Variabilité des propriétés du béton: caractérisation expérimentale et modélisation probabiliste de la lixiviation*, Thèse de doctorat, Université Paris-Sud, ENS-Cachan, France, 179 pages.

Dérobot X (2003) : *Techniques radar appliquées au génie civil*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 109 pages, ISBN : 2-7208-0343-X.

Dérobot X, Santos Silva A, Vaz Pereira E, Villain G, Gaillet L, Choinska M, Abraham O, Amiri O, Quirino T, Nanukuttan SV, Srinivasan S, Bonnet S et Sbartai ZM (2012) : *Concrete Structures - Testing Techniques*, TECHNICAL GUIDE, Duratinet : Maintenance and Repair of Transport Infrastructure, Volume : IV-3, 132 pages.

Deus JM, Díaz B, Freire L et Nóvoa XR (2014) : *The electrochemical behaviour of steel rebars in concrete: an Electrochemical Impedance Spectroscopy study of the effect of temperature*, Electrochimica Acta, vol. 131, pp. 106-115.

Diamond S (1986) : *Chloride concentrations in concrete pore solutions resulting from calcium and sodium chloride admixtures*, Cement, Concrete and Aggregates, vol. 8, pp. 97-102.

Références bibliographiques

Diaz B, Nóvoa XR, Puga B et Vivier V (2014) : *Macro and micro aspects of the transport of chlorides in cementitious membranes*, Electrochimica Acta, vol. 124, pp. 61-68.

Diday E (1971) : *Une nouvelle méthode en classification automatique et reconnaissance des formes : la méthode des nuées dynamiques*, Revue de statistique appliquée, vol. 19, pp. 19-33.

Diday E et Noirhomme-Fraiture M (2008) : *Symbolic data analysis and the SODAS software*, Wiley Online Library, 478 pages, ISBN : 0470018836.

Diday E et Afonso F (2011) : *Le data mining - Etat de l'art et méthodes*, Projet S3 : Surveillance de Santé Structurale, Livrable GT1-1, 116 pages.

Doltsinis I et Rodič T (1999) : *Process design and sensitivity analysis in metal forming*, International journal for numerical methods in engineering, vol. 45, pp. 661-692.

Dooms B, Pollet V et Mosselmans G (2008) : *Prévenir la corrosion des armatures induite par la présence de chlorures dans le béton*, Les Dossiers du CSTC, vol. 4, pp. 14.

Dotto JMR, Abreu AGd, Dal Molin DCC et Müller IL (2004) : *Influence of silica fume addition on concretes physical properties and on corrosion behaviour of reinforcement bars*, Cement and Concrete Composites, vol. 26, pp. 31-39.

Dreyfus G, Martinez JM, Samuelides M, Gordon MB, Badran F, Thiria S et Hérault L (2002) : *Réseaux de neurones - Méthodologie et applications*, Eyrolles, 408 pages, ISBN : 2-212-11019-7.

Dubes RC (1987) : *How many clusters are best? - An experiment*, Pattern Recognition, vol. 20, pp. 645-663.

Duda RO et Hart PE (1995) : *Pattern classification and scene analysis - 2nd Edition*, Wiley New York, 573 pages, ISBN : 0471223611.

Elsener B et Böhni H (1990) : *Potential mapping and corrosion of steel in concrete*, In : Corrosion rates of steel in concrete, ASTM International, pp. 143-156, ISBN : 978-0803114586.

Elsener B et Böhni H (1992) : *Electrochemical methods for the inspection of reinforcement corrosion in concrete structures - Field experience*, Materials Science Forum, vol. 111-112, pp. 635-646.

Elsener B (1995) : *Corrosion rate on reinforced concrete structures determined by electrochemical methods*, Materials Science Forum, vol. 192-194, pp. 857-866.

Elsener B (1997a) : *Corrosion rate of steel in concrete - From laboratory to reinforced structures*, Materials Science Forum, vol. 247, pp. 127-138.

Elsener B, Klinghoffer O, Frølund T, Rislund E, Schiegg Y et Böhni H (1997b) : *Assessment of reinforcement corrosion by means of galvanostatic pulse technique*, International conference on repair of concrete structures - From theory to practice in a marine environment, 28-30 May 1997, Svolvær, Norway, pp. 391-400.

Elsener B (2001) : *Half-cell potential mapping to assess repair work on RC structures*, Construction and Building Materials, vol. 15, pp. 133-139.

Elsener B (2002) : *Macrocell corrosion of steel in concrete - Implications for corrosion monitoring*, Cement and Concrete Composites, vol. 24, pp. 65-72.

Elsener B, Andrade C, Gulikers J, Polder RB et Raupach M (2003) : *Half-cell potential measurements - Potential mapping on reinforced concrete structures*, Materials and Structures, vol. 36, pp. 461-471.

Elsener B (2005) : *Corrosion rate of steel in concrete - Measurements beyond the Tafel law*, Corrosion Science, vol. 47, pp. 3019-3033.

Eshbach OW, Tapley BD et Poston TR (1990) : *Handbook of engineering fundamentals - 5th Edition*, John Wiley & Sons, 1318 pages, ISBN : 0471890847.

Esposito F, Malerba D et Tamma V (2000) : *Dissimilarity measures for symbolic objects*, In : *Analysis of symbolic data: exploratory methods for extracting statistical information from complex data*, pp. 165-185, ISBN : 978-3-540-66619-6.

Ester M, Kriegel HP, Sander J et Xu X (1996) : *A density-based algorithm for discovering clusters in large spatial databases with noise*, 2nd international conference on knowledge discovery and data mining - KDD-96, 2-4 August 1996, Portland, United States of America, pp. 226-231.

Estes AC et Frangopol DM (2003) : *Updating bridge reliability based on bridge management systems visual inspection results*, *Journal of Bridge Engineering*, vol. 8, pp. 374-382.

Faber MH (2002) : *Risk-based inspection: The framework*, *Structural engineering international*, vol. 12, pp. 186-195.

Feliu S, Andrade C, González JA et Alonso C (1996a) : *A new method for in-situ measurement of electrical resistivity of reinforced concrete*, *Materials and Structures*, vol. 29, pp. 362-365.

Feliu S, Gonzalez JA et Andrade C (1996b) : *Electrochemical methods for on-site determinations of corrosion rates of rebars*, In : *Techniques to assess the corrosion activity of steel reinforced concrete structures*, ASTM International, ISBN : 978-0-8031-5332-5.

Feliu S, González JA, Miranda JM et Feliu V (2005) : *Possibilities and problems of in situ techniques for measuring steel corrosion rates in large reinforced concrete structures*, *Corrosion Science*, vol. 47, pp. 217-238.

Fiore S, Polder RB et Cigna R (1996) : *Evaluation of the concrete corrosivity by means of resistivity measurements*, 4th international symposium on corrosion of reinforcement in concrete construction, 1-4 July 1996, Cambridge, England, pp. 273-282.

Fisher DH (1987) : *Knowledge acquisition via incremental conceptual clustering*, *Machine learning*, vol. 2, pp. 139-172.

Flis J, Sehgal A, Li D, Kho YT, Sabol S, Pickering H, Osseo-Asare K et Cady PD (1992) : *Condition evaluation of concrete bridges relative to reinforcement corrosion. Volume 2: Method for measuring the corrosion rate of reinforcing steel*, *Strategie Highway Research Program, SHRP-S-324*, 112 pages.

Foxx AR (2017) : *2015 Status of the nation's highways, bridges and transit: Conditions & performance*, Federal Highway Administration and Federal Transit Administration, 544 pages.

Francy O (1998) : *Modélisation de la pénétration des ions chlorures dans les mortiers partiellement saturés en eau*, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, France, 171 pages.

Freire L, Nóvoa XR, Montemor MF et Carmezim MJ (2009) : *Study of passive films formed on mild steel in alkaline media by the application of anodic potentials*, *Materials Chemistry and Physics*, vol. 114, pp. 962-972.

Frølund T, Jensen MF et Bassler R (2002) : *Determination of reinforcement corrosion rate by means of the galvanostatic pulse technique*, 1st international conference on bridge maintenance, safety and management - IABMAS'02, 14-17 July 2002, Barcelona, Spain, pp. 8.

Frølund T, Klinghoffer O et Sørensen HE (2003) : *Pro's and con's of half-cell potentials and corrosion rate measurements*, International conference on "structural faults+ repairs", 1-3 July 2003, London, England, pp. 11.

Fuchs K et Deutz A (2002) : *Use of variograms to detect critical spatial distances for the Knox's test*, *Preventive Veterinary Medicine*, vol. 54, pp. 37-45.

Garcia V, François R, Carcassès M et Gegout P (2014) : *Potential measurement to determine the chloride threshold concentration that initiates corrosion of reinforcing steel bar in slag concretes*, Materials and Structures, vol. 47, pp. 1483-1499.

Garciaz JL et Marie-Victoire E (2008) : *Synthèse documentaire des matériels de contrôles in-situ*, Projet APLET : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste, Livrable L3-1/2, 22 pages.

Gautier-Bret JY (1988) : *Un chantier de géant : Le pont de l'île de Ré*, L'Actualité Poitou-Charentes, vol. Juin 1988, pp. 8-10.

Gaynor RD (1987) : *Understanding chloride percentages*, ACI Special Publication, vol. 102, pp. 161-174.

Génin JMR, Olowe AA, Refait P et Simon L (1996) : *On the stoichiometry and pourbaix diagram of Fe(II)-Fe(III) hydroxy-sulphate or sulphate-containing green rust 2: An electrochemical and Mössbauer spectroscopy study*, Corrosion Science, vol. 38, pp. 1751-1762.

Génin JMR, Refait P, Bourrié G, Abdelmoula M et Trolard F (2001) : *Structure and stability of the Fe(II)-Fe(III) green rust "fougerite" mineral and its potential for reducing pollutants in soil solutions*, Applied Geochemistry, vol. 16, pp. 559-570.

Gennari JH, Langley P et Fisher DH (1989) : *Models of incremental concept formation*, Artificial Intelligence, vol. 40, pp. 11-61.

GEOCISA (2014) : *GECOR8 Corrosion Rate Meter with modulated guard ring confinement*, GEOCISA, 2 pages.

Gepreags OK et Hansson CM (2005) : *A comparative evaluation of three commercial instruments for field measurements of reinforcing steel corrosion rates*, Journal of ASTM International, vol. 2, pp. 1-16.

Germann Instruments (2012) : *GalvaPulse GP-5000 Manuel d'instruction et de maintenance*, Germann Instruments, 50 pages.

Gjørsv OE, Vennesland ØE et El-Busaidy AHS (1977) : *Electrical resistivity of concrete in the oceans*, Offshore technology conference, 2-5 May 1977, Houston, United States of America, pp. 581-589.

Gjørsv OE, Vennesland ØE et El-Busaidy AHS (1986) : *Diffusion of dissolved oxygen through concrete*, Materials performance, vol. 25, pp. 39-44.

Gjørsv OE (2014) : *Durability design of concrete structures in severe environments - 2nd edition*, CRC Press, 268 pages, ISBN : 1466587296.

Glass GK et Buenfeld NR (1997) : *The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete*, Corrosion Science, vol. 39, pp. 1001-1013.

Godart B (2005) : *Gestion des ponts en Europe - Projet européen BRIME*, Etudes et recherches des Laboratoires des ponts et chaussées - Série Ouvrages d'art, Ouvrage d'art OA 49, 273 pages.

Goldstein M (2016) : *Highway bridges: Linking funding to conditions may help demonstrate impact of federal investment*, United States Government Accountability Office, 43 pages.

Goltermann P et Andersen ME (2002) : *SMART STRUCTURES - Integrated monitoring systems for durability assessment of concrete structures - Project report*, Brite-Euram III project, BRPR - CT98 - 0751, 82 pages.

Gomez-Cardenas C, Sbartai ZM, Balayssac JP, Garnier V et Breysse D (2015) : *New optimization algorithm for optimal spatial sampling during non-destructive testing of concrete structures*, Engineering Structures, vol. 88, pp. 92-99.

Références bibliographiques

- Goñi S, Alonso C et Andrade C (1990)** : *Relationship between resistivity, porosity and corrosion rate of rebars in concrete*, European symposium on corrosion and deterioration of buildings, 13-16 November 1990, Paris, France, pp. 14.
- Gonzalez JA et Andrade C (1982)** : *Effect of carbonation, chlorides and relative ambient humidity on the corrosion of galvanized rebars embedded in concrete*, British Corrosion Journal, vol. 17, pp. 21-28.
- Gonzalez JA, Molina A, Escudero ML et Andrade C (1985)** : *Errors in the electrochemical evaluation of very small corrosion rates - Part I. Polarization resistance method applied to corrosion of steel in concrete*, Corrosion Science, vol. 25, pp. 917-930.
- Gonzalez JA, Feliu S, Andrade C et Rodriguez I (1991)** : *On-site detection of corrosion in reinforced concrete structures*, Materials and Structures, vol. 24, pp. 346-350.
- González JA, Andrade C, Alonso C et Feliu S (1995)** : *Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement*, Cement and Concrete Research, vol. 25, pp. 257-264.
- Goovaerts P (1999)** : *Geostatistics in soil science: state-of-the-art and perspectives*, Geoderma, vol. 89, pp. 1-45.
- Gouda VK (1970)** : *Corrosion and corrosion inhibition of reinforcing steel: I. Immersed in alkaline solutions*, British Corrosion Journal, vol. 5, pp. 198-203.
- Gowers KR, Millard SG et Bungey JH (1993)** : *The influence of environmental conditions upon the measurement of concrete resistivity for the assessment of corrosion durability*, International conference of the British institute of non-destructive testing - NDT in Civil Engineering, 14-16 April 1993, Liverpool, England, pp. 633-659.
- Gowers KR, Millard SG, Gill JS et Gill RP (1994)** : *Programmable linear polarisation meter for determination of corrosion rate of reinforcement in concrete structures*, British Corrosion Journal, vol. 29, pp. 25-32.
- Gowers KR et Millard SG (1999)** : *Measurement of concrete resistivity for assessment of corrosion severity of steel using Wenner technique*, ACI Materials Journal, vol. 96, pp. 536-541.
- Grandić D et Bjegović D (2011)** : *Reinforcement corrosion rate in cracked areas of RC-members subjected to sustained load*, In : Modelling of corroding concrete structures, Springer, pp. 65-83, ISBN : 978-94-007-0677-4.
- Grantham MG, Herts B et Broomfield JP (1997)** : *The use of linear polarisation corrosion rate measurements in aiding rehabilitation options for the deck slabs of a reinforced concrete underground car park*, Construction and Building Materials, vol. 11, pp. 215-224.
- Grimaldi G et Raharinaivo A (1993)** : *Diagnostic de l'état des armatures dans les bétons immergés*, Matériaux & Techniques, vol. 81, pp. 29-32.
- Grimaldia G, Brevet P, Pannier G et Raharinaivo A (1986)** : *Factors influencing electrode potential of steel in concrete*, British Corrosion Journal, vol. 21, pp. 55-62.
- GSSI (2012)** : *RADAN 7 Manual*, Geophysical Survey Systems, Inc., 133 pages.
- Gu P, Xu Z, Xie P et Beaudoin JJ (1993)** : *Application of A.C. impedance techniques in studies of porous cementitious materials*, Cement and Concrete Research, vol. 23, pp. 531-540.
- Gu P et Beaudoin JJ (1998)** : *Obtaining effective half-cell potential measurements in reinforced concrete structures*, Construction Technology Update, vol. 18, pp. 4.

Références bibliographiques

- Guha S, Rastogi R et Shim K (1998)** : *CURE: An efficient clustering algorithm for large databases*, International conference on management of data and symposium on principles of database systems - SIGMOD/PODS98, 1-4 June 1998, Seattle, United States of America, pp. 73-84.
- Guissi GC (2004)** : *Contribution à l'étude des corrélations entre les variations de résistivité électrique et les variations de la résistance à la compression*, PhD Thesis, University of Sherbrooke, Canada, 118 pages.
- Gulikers J (2003)** : *Problems encountered in the detection of reinforcement corrosion in concrete tunnel linings—theoretical considerations*, Materials and corrosion, vol. 54, pp. 454-459.
- Gulikers J (2005)** : *Theoretical considerations on the supposed linear relationship between concrete resistivity and corrosion rate of steel reinforcement*, Materials and corrosion, vol. 56, pp. 393-403.
- Hammond E et Robson TD (1955)** : *Comparison of electrical properties of various cements and concretes*, The Engineer, vol. 199, pp. 78-80.
- Hauchecorne A, Thauvin B, L'Hermite S, Billon J, Lefebvre S et Bérenger B (2012)** : *Altération du béton en site maritime*, CETMEF, R11-04, 70 pages.
- Hausmann DA (1967)** : *Steel corrosion in concrete - How does it occur ?*, Materials protection, vol. 6, pp. 19-23.
- Haykin S (1999)** : *Neural Networks: A comprehensive foundation*, Tom Robbins, 823 pages, ISBN : 81-7808-300-0.
- Hechenbichler K et Schliep K (2004)** : *Weighted k-nearest-neighbor techniques and ordinal classification*, Discussion Paper 399, Ludwig-Maximilians University Munich, SFB 386, 16 pages.
- Henriet L (2000)** : *Systèmes d'évaluation et de classification multicritères pour l'aide à la décision: Construction de modèles et procédures d'affectation*, Thèse de doctorat, Université Paris Dauphine-Paris IX, France, 161 pages.
- Henry RL (1964)** : *Water vapor transmission and electrical resistivity of concrete*, Technical Report R 314, U.S. Naval Civil Engineering Laboratory, AD601769, 50 pages.
- Hope BB, Ip AK et Manning DG (1985)** : *Corrosion and electrical impedance in concrete*, Cement and Concrete Research, vol. 15, pp. 525-534.
- Hornbostel K, Larsen CK et Geiker MR (2013)** : *Relationship between concrete resistivity and corrosion rate - A literature review*, Cement and Concrete Composites, vol. 39, pp. 60-72.
- Huang R, Chang JJ et Wu JK (1996)** : *Correlation between corrosion potential and polarization resistance of rebar in concrete*, Materials Letters, vol. 28, pp. 445-450.
- Hubert LJ et Levin JR (1976)** : *A general statistical framework for assessing categorical clustering in free recall*, Psychological bulletin, vol. 83, pp. 1072-1080.
- Huet B (2005)** : *Comportement à la corrosion des armatures dans un béton carbonaté: influence de la chimie de la solution interstitielle et d'une barrière de transport*, Thèse de doctorat, Université de Lyon, INSA Lyon, France, 196 pages.
- Hughes BP, Soleit AKO et Brierley RW (1985)** : *New technique for determining the electrical resistivity of concrete*, Magazine of concrete research, vol. 37, pp. 243-248.
- Hunkeler F (1996)** : *The resistivity of pore water solution - A decisive parameter of rebar corrosion and repair methods*, Construction and Building Materials, vol. 10, pp. 381-389.
- Hussain RR et Ishida T (2008)** : *Effect of oxygen on corroding RC structures under variable moisture conditions*, Japan Concrete Institute, vol. 30, pp. 1131-1136.

- Hussain RR et Ishida T (2010)** : *Influence of connectivity of concrete pores and associated diffusion of oxygen on corrosion of steel under high humidity*, Construction and Building Materials, vol. 24, pp. 1014-1019.
- Hussain RR (2011a)** : *Underwater half-cell corrosion potential bench mark measurements of corroding steel in concrete influenced by a variety of material science and environmental engineering variables*, Measurement, vol. 44, pp. 274-280.
- Hussain RR (2011b)** : *Effect of moisture variation on oxygen consumption rate of corroding steel in chloride contaminated concrete*, Cement and Concrete Composites, vol. 33, pp. 154-161.
- Jain AK et Dubes RC (1988)** : *Algorithms for clustering data*, Prentice-Hall Inc., 334 pages, ISBN : 013022278X.
- Jain AK, Murty MN et Flynn PJ (1999)** : *Data clustering: a review*, ACM Computing Surveys, vol. 31, pp. 264-323.
- Jain AK (2010)** : *Data clustering: 50 years beyond K-means*, Pattern recognition letters, vol. 31, pp. 651-666.
- Jayanthan S, Jegatheepan T et Vijidharan K (2006)** : *Monitoring of corrosion of reinforcement in concrete*, 4th international conference on current and future trends in bridge design, 10-11 October 2005, Kuala Lumpur, Malaysia, pp. 412-425.
- Jeong JA, Chung WS et Kim YH (2013)** : *Electrochemical measurements of cathodic protection for reinforced concrete piles in a marine environment using embedded corrosion monitoring sensors*, Metals and Materials International, vol. 19, pp. 445-452.
- John DG, Searson PC et Dawson JL (1981)** : *Use of AC impedance technique in studies on steel in concrete in immersed conditions*, British Corrosion Journal, vol. 16, pp. 102-106.
- Karypis G, Han EH et Kumar V (1999)** : *Chameleon: Hierarchical clustering using dynamic modeling*, The Computer Journal, vol. 32, pp. 68-75.
- Kass GV (1980)** : *An exploratory technique for investigating large quantities of categorical data*, Applied statistics, vol. 29, pp. 119-127.
- Keddam M (1994)** : *Principes et applications des techniques électrochimiques en corrosion*, Matériaux et techniques, vol. 1, pp. 39-45.
- Keddam M, Nóvoa XR, Puga B et Vivier V (2011)** : *Impedance based method for non-contact determination of the corrosion rate in buried metallic structures*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 15, pp. 1097-1103.
- Keim DA et Hinneburg A (1999)** : *Clustering techniques for large data sets - From the past to the future*, 5th international conference on knowledge discovery and data mining - KDD-99, 15-18 August 1999, New York, United States of America, pp. 141-181.
- Keßler S et Gehlen C (2016)** : *Influence of concrete moisture condition on half-cell potential measurement*, 5th international conference on durability of concrete structures, 30 June - 1 July 2016, Shenzhen, China, pp. 257-264.
- Kessler S et Gehlen C (2015)** : *Probability of detection of corrosion detection in reinforced concrete structures*, International symposium on non-destructive testing in civil engineering - NDT-CE 2015, 15-17 September 2015, Berlin, Germany, pp. 3.
- Kim JK, Kim CY, Yi ST et Lee Y (2009)** : *Effect of carbonation on the rebound number and compressive strength of concrete*, Cement and Concrete Composites, vol. 31, pp. 139-144.

Références bibliographiques

Kliethermes JC (1972) : *Repair of spalling bridge decks*, 51st annual meeting of the highway research board, 17-21 January 1972, Washington D.C., United States of America, pp. 83-92.

Klinghoffer O (1995) : *In situ monitoring of reinforcement corrosion by means of electrochemical methods*, Nordic Concrete Research, vol. 16, pp. 13.

Klinghoffer O et Berge HE (2003) : *Methods for test of reinforcement material properties based on mix of stainless steel and carbon steel*, NORDTEST Report, Nordtest project n° 1548-01, 38 pages.

Kouřil M, Novák P et Bojko M (2006) : *Limitations of the linear polarization method to determine stainless steel corrosion rate in concrete environment*, Cement and Concrete Composites, vol. 28, pp. 220-225.

Kulhawy FH (1993) : *On the evaluations of static soil properties*, Speciality conference on stability and performance of slopes and Embankments II, 29 June - 1 July 1992, Berkeley, United States of America, pp. 95-115.

L'Hostis V (2010a) : *Rapport de synthèse sur la variabilité intrinsèque des contrôles*, Projet APLET : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste, Livrable L3-3/1, 41 pages.

L'Hostis V et Emptaz C (2010b) : *Rapport de synthèse des autopsies*, Projet APLET : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste, Livrable L3-5/2, 22 pages.

L'Hostis V, Marie-Victoire E, Bouteiller V, Garciaz JL, Amblard E, Emptaz C, Cherrier JF et Marzin F (2012) : *Study of the active/passive corrosion behaviour of reinforced concrete slabs using different devices*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 16, pp. 481-490.

Lakshminarayanan V, Ramesh PS et Rajagopalan SR (1992) : *A new technique for the measurement of the electrical resistivity of concrete*, Magazine of concrete research, vol. 44, pp. 47-52.

Landolt D (1993) : *Traité des matériaux - Volume 12 - Corrosion et chimie de surfaces des métaux*, Presses polytechniques et universitaires romandes, 570 pages, ISBN : 2-88074-245-5.

Langford PE et Broomfield JP (1987) : *Monitoring the corrosion of reinforcing steel*, Construction Repair, vol. 1, pp. 32-36.

Lark RM (2002) : *Optimized spatial sampling of soil for estimation of the variogram by maximum likelihood*, Geoderma, vol. 105, pp. 49-80.

Larsen CK, Østvik JM, Sellevold EJ et Vennesland Ø (2006) : *Electrical resistivity of concrete. Part III: Long term field measurements on concrete elements in the tidal zone*, Norwegian Public Roads Administration - Compilation of 5 papers on (1) Electrical resistivity as a durability indicator and (2) Cracking tendency in hardening concrete REPORT Technology Department No. 2482, pp. 25-38.

Larsson O et Thelandersson S (2011) : *Estimating extreme values of thermal gradients in concrete structures*, Materials and Structures, vol. 44, pp. 1491-1500.

Lataste JF, Breyse D, Abraham O et Fargeot B (2001) : *Evaluation non-destructive de l'état d'endommagement des ouvrages en béton armé - Stratégie générale et identification des besoins*, 19èmes rencontres universitaires de génie civil - Comportement des ouvrages et systèmes en services - RUGC01, 3-4 May 2001, Villeneuve d'Ascq, France, pp. 6.

Lataste JF (2002) : *Évaluation non destructive de l'état d'endommagement des ouvrages en béton armé par mesures de résistivité électrique*, Thèse de doctorat, Université de Bordeaux, France, 346 pages.

Lataste JF, Sirieix C, Breyse D et Frappa M (2003) : *Electrical resistivity measurement applied to cracking assessment on reinforced concrete structures in civil engineering*, NDT & E International, vol. 36, pp. 383-394.

Laurens S (2001) : *Aptitude de la technique radar à la caractérisation du béton d'enrobage - Aide au diagnostic de la corrosion des armatures*, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, France, 211 pages.

Laurens S (2010a) : *Principes des mesures électrochimiques et modélisation*, Projet APPLET : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste, Livrable L3-3/3, 20 pages.

Laurens S, Clément A, Arliguie G et Deby F (2010b) : *Simulation numérique de la mesure de résistance de polarisation linéaire des armatures du béton*, Projet APPLET : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste, Livrable L3-3/2, 43 pages.

Lavrač N (1999) : *Selected techniques for data mining in medicine*, Artificial Intelligence in Medicine, vol. 16, pp. 3-23.

Lavrač N et Zupan B (2005) : *Data mining in medicine*, In : Data mining and knowledge discovery handbook, Springer, pp. 1107-1137, ISBN : 978-0-387-09823-4.

Law DW, Cairns J, Millard SG et Bungey JH (2004) : *Measurement of loss of steel from reinforcing bars in concrete using linear polarisation resistance measurements*, NDT & E International, vol. 37, pp. 381-388.

Lebrun G (2006) : *Sélection de modèles pour la classification supervisée avec des SVM (Séparateurs à Vaste Marge). Application en traitement et analyse d'images*, Thèse de doctorat, Université de Caen Basse-Normandie, France, 311 pages.

Lechevallier Y (1974) : *Optimisation de quelques criteres en classification automatique et application a l'etude des modifications des proteines seriques en pathologie clinique*, Thèse de doctorat, Université Paris VI Pierre et Marie Curie, Paris, France, 142 pages.

Legrand L, Abdelmoula M, Géhin A, Chaussé A et Génin JMR (2001) : *Electrochemical formation of a new Fe(II)□Fe(III) hydroxy-carbonate green rust: characterisation and morphology*, Electrochimica Acta, vol. 46, pp. 1815-1822.

Li L et Sagues AA (2001) : *Chloride corrosion threshold of reinforcing steel in alkaline solutions—open-circuit immersion tests*, Corrosion, vol. 57, pp. 19-28.

Li Y (2004) : *Effect of spatial variability on maintenance and repair decisions for concrete structures*, PhD Thesis, University of Tsinghua, China, 188 pages.

Li Y et Vrouwenvelder T (2007) : *Service life prediction and repair of concrete structures with spatial variability*, Heron, vol. 52, pp. 251- 268.

Liu Y et Weyers RE (2003) : *Comparison of guarded and unguarded linear polarization CCD devices with weight loss measurements*, Cement and Concrete Research, vol. 33, pp. 1093-1101.

Loh WY (2011) : *Classification and regression trees*, WIREs Data Mining and Knowledge Discovery, vol. 1, pp. 14-23.

Luping T (2002) : *Calibration of the electrochemical methods for the corrosion rate measurement of steel in concrete*, NORDTEST Report, Nordtest project n° 1531-01, 58 pages.

Macdonald DD (2009) : *Why electrochemical impedance spectroscopy is the ultimate tool in mechanistic analysis*, ECS Transactions, vol. 19, pp. 55-79.

MacQueen J (1967) : *Some methods for classification and analysis of multivariate observations*, 5th Berkeley symposium on mathematical statistics and probability, 21 June - 18 July 1965, Berkeley, United State of America, pp. 281-297.

Mai-Nhu J (2013) : *Corrosion des armatures du béton : couplage carbonatation-chlorures en présence de cycles hydriques*, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, France, 244 pages.

Malami C, Kaloidas V, Batis G et Kouloumbi N (1994) : *Carbonation and porosity of mortar specimens with pozzolanic and hydraulic cement admixtures*, Cement and Concrete Research, vol. 24, pp. 1444-1454.

Malerba D, Esposito F, Gioviale V et Tamma V (2001) : *Comparing dissimilarity measures for symbolic data analysis*, Conference of the new techniques and technologies for statistics: Exchange of technology and know-how - ETKNTTS 2001, 18-22 June, Hersonissos, Crete pp. 473-481.

Malerba D, Esposito F et Monopoli M (2002) : *Comparing dissimilarity measures for probabilistic symbolic objects*, In : Data Mining III, WIT Press, pp. 31-40, ISBN : 978-1-85312-925-4.

Manning DG (1985) : *Detecting defects and deterioration in highway structures*, Synthesis of Highway Practice National Cooperative Highway Research Program, Book 118, 52 pages.

Marie-Victoire E, Cailleux E, Neff D, L'Hostis V, Vincent L, Texier A, Bellot-Gurlet L et Dillmann P (2008) : *Corrosion of rebars embedded in ancient concrete: correlation between on site testing and corrosion products identification*, 11th international conference on durability of building materials and components, 11-14 May 2008, Istanbul, Turkey, pp. 9.

Marie-Victoire E (2010a) : *Rapport de synthèse des essais croisés sur dalles*, Projet APLET : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste, Livrable L3-5/1, 26 pages.

Marie-Victoire E (2010b) : *Rapport de synthèse des mesures sur site*, Projet APLET : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste, Livrable L3-5/3, 50 pages.

Marie-Victoire E, Bouteiller V, Garciaz JL, Cherrier JF, Dauthuille J, Marzin F et Schneider J (2012) : *On-site instantaneous corrosion rate measurements on a historical building*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 16, pp. 505-523.

Martinez I, Andrade C, Marie-Victoire E, Bouteiller V et Rebolledo N (2008) : *Comparison of measurements provided by several corrosion rate meters with modulated confinement of the current*, Journal of ASTM International, vol. 5, pp. 1-9.

Martínez I, Andrade C, Rebolledo N, Bouteiller V, Marie-Victoire E et Olivier G (2008) : *Corrosion characterization of reinforced concrete slabs with different devices*, Corrosion, vol. 64, pp. 107-123.

McCarter WJ, Forde MC et Whittington HW (1981) : *Resistivity characteristics of concrete*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Part 2. Research and theory, vol. 71, pp. 223-224.

McCarter WJ, Ezirim H et Emerson M (1996) : *Properties of concrete in the cover zone: water penetration, sorptivity and ionic ingress*, Magazine of concrete research, vol. 48, pp. 149-156.

McNeill JD (1980) : *Electrical conductivity of soils and rocks*, Geonics Limited, Technical Note TN-5, 20 pages.

Medgyesi I, Berecz J, Jantai A et Kelemen M (1988) : *Contrôle de la corrosion des armatures dans les structures en béton armé - Tracé de "cartes de potentiel", potentiel après polarisation, impédance électrochimique*, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, vol. 158, pp. 29-38.

Mehta PK (2002) : *Concrete in the marine environment*, CRC Press, 225 pages, ISBN : 1-85166-622-2.

Memet JB (2000) : *La corrosion marine des structures métalliques portuaires : étude des mécanismes d'amorçage et de croissance des produits de corrosion*, Thèse de doctorat, Université de La Rochelle, 227 pages.

Mietz J et Isecke B (1996) : *Monitoring of concrete structures with respect to rebar corrosion*, Construction and Building Materials, vol. 10, pp. 367-373.

Références bibliographiques

- Millard SG (1991)** : *Reinforced concrete resistivity measurement techniques*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Part 2. Research and theory, vol. 91, pp. 71-88.
- Millard SG et Gowers KR (1992a)** : *Resistivity assessment of in-situ concrete: the influence of conductive and resistive surface layers*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, vol. 94, pp. 389-396.
- Millard SG, Gowers KR et Gill RP (1992b)** : *Practical field measurement of reinforcement corrosion in concrete using linear polarisation methods*, Non-Destructive Testing and Condition Monitoring, vol. 34, pp. 444-452.
- Milligan GW et Cooper MC (1985)** : *An examination of procedures for determining the number of clusters in a data set*, Psychometrika, vol. 50, pp. 159-179.
- Miragliotta R (2000)** : *Modélisation des processus physico-chimiques de la carbonatation des bétons préfabriqués : prise en compte des effets de paroi*, Thèse de doctorat, Université de La Rochelle, France, 221 pages.
- Mitchell TM (1997)** : *Machine learning*, McGraw-Hill Science, 432 pages, ISBN : 0070428077.
- Mitzithra ME (2013)** : *Detection of corrosion of reinforced concrete on cooling towers of energy production sites*, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, France, 301 pages.
- Mitzithra ME, Deby F, Balayssac JP et Salin J (2015)** : *Proposal for an alternative operative method for determination of polarisation resistance for the quantitative evaluation of corrosion of reinforcing steel in concrete cooling towers*, Nuclear Engineering and Design, vol. 288, pp. 42-55.
- Monfore GE (1968)** : *The electrical resistivity of concrete*, Journal of the PCA Research and Development Laboratories, vol. 10, pp. 35-48.
- Moreno M, Morris W, Alvarez MG et Duffó GS (2004)** : *Corrosion of reinforcing steel in simulated concrete pore solutions: Effect of carbonation and chloride content*, Corrosion Science, vol. 46, pp. 2681-2699.
- Morris W, Moreno EI et Sagüés AA (1996)** : *Practical evaluation of resistivity of concrete in test cylinders using a Wenner array probe*, Cement and Concrete Research, vol. 26, pp. 1779-1787.
- Morris W, Vazquez M et de Sanchez SR (2000)** : *Efficiency of coatings applied on rebars in concrete*, Journal of materials science, vol. 35, pp. 1885-1890.
- Morris W, Vico A, Vazquez M et de Sanchez SR (2002)** : *Corrosion of reinforcing steel evaluated by means of concrete resistivity measurements*, Corrosion Science, vol. 44, pp. 81-99.
- Naar S (2006)** : *Evaluation non destructive du béton par mesures de résistivité électrique et thermographie infrarouge passive*, Thèse de doctorat, Universités de Borbeaux, France, PhD Thesis, University of Sherbrooke, Canada, 248 pages.
- Naish CC, Harker AH et Carney RFA (1990)** : *Concrete inspection: Interpretation of potential and resistivity measurements*, 3rd international symposium on corrosion of reinforcement in concrete construction, 21-24 May 1990, Wishaw, Englang, pp. 314-332.
- Nakamura E, Watanabe H, Koga H, Nakamura M, Ikawa K, Binda L, di Prisco M et Felicetti R (2008)** : *Half-cell potential measurements to assess corrosion risk of reinforcement steels in a PC bridge*, 1st international RILEM symposium on on site assessment of concrete, masonry and timber structures - SACoMaTiS 2008, 1-2 September 2008, Varenna, Italy, pp. 109-117.
- Nasser A (2010)** : *La corrosion des aciers dans le béton à l'état passif et par carbonatation: prise en compte des courants galvaniques et des défauts d'interface acier-béton*, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, France, 226 pages.

- Neuilly M (1996)** : *Modélisation et calcul de l'incertitude d'un résultat de mesure*, Techniques de l'ingénieur, vol. Analyse et caractérisation, pp. 19.
- Neville AM (1995)** : *Chloride attack of reinforced concrete: an overview*, Materials and Structures, vol. 28, pp. 63-70.
- Neville AM (2011)** : *Properties of concrete - 5th Edition*, Pearson Education Limited, 874 pages, ISBN : 978-0-273-75580-7.
- Newman J et Choo BS (2003)** : *Advanced concrete technology 4: Testing and quality*, Butterworth-Heinemann, 313 pages, ISBN : 0-7506-5106-7.
- NF EN 206-1 (2014)** : *Béton – Spécification, performances, production et conformité*, AFNOR, Novembre 2014, pp. 95.
- NF EN 1992-1-1 (2005)** : *Calcul des structures en béton – Partie 1-1: règles générales et règles pour les bâtiments*, Eurocode 2, AFNOR, Octobre 2005, pp. 198.
- NF P18-201 (2004)** : *DTU 21 - Travaux de bâtiment - Exécution des ouvrages en béton - Cahier des clauses techniques*, AFNOR, Mars 2014, pp. 25.
- Ng RT et Han J (1994)** : *Efficient and effective clustering methods for spatial data mining*, 20th international conference on very large data bases - VLDB 1994, 12-15 September 1994, Santiago de Chile, Chile, pp. 144-155.
- Ngala VT et Page CL (1997)** : *Effects of carbonation on pores structure and diffusional properties of hydrated cement pastes*, Cement and Concrete Research, vol. 27, pp. 995-1007.
- Nguyen NT, Sbartaï ZM, Breysse D et Bos F (2012)** : *Evaluation non destructive des bétons par combinaison des techniques de CND—apport des probabilités conditionnelles*, XXème Rencontres Universitaires de Génie Civil, 6-8 Juin 201, Chambéry, France, pp. 9.
- Nguyen NT, Sbartaï ZM, Lataste JF, Breysse D et Bos F (2013)** : *Assessing the spatial variability of concrete structures using NDT techniques – Laboratory tests and case study*, Construction and Building Materials, vol. 49, pp. 240-250.
- Nguyen NT (2014)** : *Nondestructive evaluation of reinforced concrete structures : study of the spatial variability and the combination of techniques*, Thèse de doctorat, Université de Bordeaux, pages.
- Nguyen NT, Sbartaï ZM, Lataste JF, Breysse D et Bos F (2015)** : *Non-destructive evaluation of the spatial variability of reinforced concrete structures*, Mechanics & Industry, vol. 16, pp. 6.
- Nygaard PV (2009a)** : *Non-destructive electrochemical monitoring of reinforcement corrosion*, PhD Thesis, Denmark Technical University, Denmark, 303 pages.
- Nygaard PV, Geiker MR et Elsener B (2009b)** : *Corrosion rate of steel in concrete: evaluation of confinement techniques for on-site corrosion rate measurements*, Materials and Structures, vol. 42, pp. 1059-1076.
- Nygaard PV et Geiker MR (2012)** : *Measuring the corrosion rate of steel in concrete—effect of measurement technique, polarisation time and current*, Materials and corrosion, vol. 63, pp. 200-214.
- O'Connor AJ et Kenshel O (2012)** : *Experimental evaluation of the scale of fluctuation for spatial variability modeling of chloride-induced reinforced concrete corrosion*, Journal of Bridge Engineering, vol. 18, pp. 3-14.
- Oh BH, Jang SY et Shin YS (2003)** : *Experimental investigation of the threshold chloride concentration for corrosion initiation in reinforced concrete structures*, Magazine of concrete research, vol. 55, pp. 117-124.

Références bibliographiques

- Ollivier JP, Carcassès M, Bigas JP et Truc O (2002)** : *Diffusion des chlorures dans le béton saturé*, Revue Française de Génie Civil, vol. 6, pp. 227-250.
- Ollivier JP et Vichot A (2008)** : *La durabilité des bétons - Base scientifique pour la formulation de bétons durables dans leur environnement - 2nd Edition*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 453 pages, ISBN : 2-85978-184-6.
- Ollivier JP, Torrenti JM et Carcassès M (2012)** : *The Fundamentals of Diffusion*, In : *Physical Properties of Concrete and Concrete Constituents*, John Wiley & Sons, pp. 343, ISBN : 9781848213302.
- Orcesi A, Chaperon A et Basile B (2010)** : *Surveillance structurale des ouvrages majeurs récents*, Projet S3 : Surveillance de Santé Structurale, Livrable GT4-1, 58 pages.
- Otieno M, Beushausen H et Alexander M (2011)** : *Prediction of corrosion rate in RC structures-a critical review*, In : *Modelling of corroding concrete structures*, Springer, pp. 15-37, ISBN : 978-94-007-0677-4.
- Page CL, Short NR et Holden WR (1986)** : *The influence of different cements on chloride-induced corrosion of reinforcing steel*, Cement and Concrete Research, vol. 16, pp. 79-86.
- Pandey B, Kinrade SD et Catalan LJJ (2012)** : *Effects of carbonation on the leachability and compressive strength of cement-solidified and geopolymersolidified synthetic metal wastes*, Journal of Environmental Management, vol. 101, pp. 59-67.
- Patel RG, Parrott LJ, Martin JA et Killoh DC (1985)** : *Gradients of microstructure and diffusion properties in cement paste caused by drying*, Cement and Concrete Research, vol. 15, pp. 343-356.
- Pauletto G (2009)** : *Méthodes statistiques et data mining*, Support de cours - Haute Ecole de Gestion, 104 pages.
- Perlot C, Carcassès M et Verdier J (2013)** : *Diffusivity evolution under decalcification: influence of aggregate natures and cement type*, Materials and Structures, vol. 46, pp. 787-801.
- Petersen CG (2003a)** : *Corrosion rates determined by the GalvaPulse*, Germann Instrument A/S, 13 pages.
- Petersen CG (2003b)** : *Corrosion rates determined by GalvaPulse and Gecor 6 compared to corrosion rates determined by weight loss*, Germann Instruments A/S, 3 pages.
- Phull BS, Pikul SJ et Kain RM (1997)** : *Seawater corrosivity around the world: Results from five years of testing*, In : *Corrosion testing in natural waters: Second volume*, ASTM International, pp. 34-73, ISBN : 978-0803120259.
- Ping X et Ming-Shu T (1988)** : *Effect of Portland cement paste-aggregate interface on electrical conductivity and chemical corrosion resistance of mortar*, Il Cemento, vol. 85, pp. 33-42.
- Platt JC (1999)** : *Fast training of support vector machines using sequential minimal optimization*, In : *Advances in kernel methods - Support vector learning*, MIT Press, pp. 185-208, ISBN : 0-262-19416-3.
- Poineau D, Edon F et Darpas G (1987)** : *Guide d'emploi du règlement Français de béton armé aux états-limites BAEL 83 - Exemples d'applications au pont*, SETRA, 313 pages.
- Polder RB et Ketelaars MBG (1991)** : *Electrical resistance of blast furnace slag cement and ordinary Portland cement concretes*, International conference on blended cements in construction, 9-12 September 1991, Sheffield, England, pp. 401-415.
- Polder RB, Bamforth PB, Basheer M, Chapman-Andrews J, Cigna R, Jafar MI, Mazzoni A, Nolan E et Wojtas H (1994a)** : *Reinforcement corrosion and concrete resistivity-state of the art: Laboratory and field results*, International conference on corrosion and corrosion protection of steel in concrete, 24-29 July 2004, Sheffield, England, pp. 571-580.

Polder RB et Nuiten PC (1994b) : *A multi-element approach for cathodic protection or reinforced concrete*, Materials performance, vol. 33, pp. 11-14.

Polder RB, Andrade C, Elsener B, Vennesland Ø, Gulikers J, Weidert R et Raupach M (2000) : *Test methods for on site measurement of resistivity of concrete*, Materials and Structures, vol. 33, pp. 603-611.

Polder RB (2001) : *Test methods for on site measurement of resistivity of concrete - a RILEM TC-154 technical recommendation*, Construction and Building Materials, vol. 15, pp. 125-131.

Poupard O, Catinaud S, L'Hostis V et Petre-Lazar I (2004) : *Rapport d'avancement - Caractérisation de la dégradation des corps d'épreuve*, Benchmark des poutres de la Rance, Ministère de la Jeunesse, de l'Education Nationale et de la Recherche, BMC RANCE - Rapport d'avancement - Décembre 2004, 135 pages.

Poupard O, Catinaud S, L'Hostis V et Petre-Lazar I (2005) : *Synthèse finale - Aide au diagnostic par des techniques de contrôle non destructif de l'état de corrosion des corps d'épreuve vieillis 40 ans dans un environnement marin*, Benchmark des poutres de la Rance, Ministère de la Jeunesse, de l'Education Nationale et de la Recherche, BMC RANCE - Rapport final - Décembre 2005, 146 pages.

Poupard O, L'hostis V, Catinaud S et Petre-Lazar I (2006) : *Corrosion damage diagnosis of a reinforced concrete beam after 40 years natural exposure in marine environment*, Cement and Concrete Research, vol. 36, pp. 504-520.

Poupard O, L'Hostis V, Bouteiller V, Capra B, Catinaud S, Francois D, Garciaz JL, Laurens S, Luping T, Olivier G et Tache G (2007) : *Corrosion diagnosis of reinforced concrete beams after 40 years exposure in marine environment by non destructive tools*, Revue Européenne de Génie Civil, vol. 11, pp. 35-54.

Pourbaix M (1974) : *Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solutions - 2nd Edition*, National Association of Corrosion Engineers, 644 pages, ISBN : 0915567989.

Poursaee A (2007) : *An analysis of the factors influencing electrochemical measurements of the condition of reinforcing steel in concrete structures*, PhD Thesis, University of Waterloo, Canada, 198 pages.

Poursaee A et Hansson CM (2008) : *Galvanostatic pulse technique with the current confinement guard ring: The laboratory and finite element analysis*, Corrosion Science, vol. 50, pp. 2739-2746.

Poursaee A et Hansson CM (2009) : *Potential pitfalls in assessing chloride-induced corrosion of steel in concrete*, Cement and Concrete Research, vol. 39, pp. 391-400.

Poursaee A (2010) : *Numerical analysis of the function of galvanostatic pulse technique with the current confinement guard ring in cracked concrete*, Concrete Research Letters, vol. 1, pp. 67-72.

Powell C et Michels H (2006) : *Review of splash zone corrosion and biofouling of C70600 sheathed steel during 20 years exposure*, EUROCORR 2006, 9-12 September 2006, Maastricht, The Netherlands, pp. 18.

Princigallo A, Van Breugel K et Levita G (2003) : *Influence of the aggregate on the electrical conductivity of Portland cement concretes*, Cement and Concrete Research, vol. 33, pp. 1755-1763.

Pruckner F et Gjørsv OE (2004) : *Effect of CaCl₂ and NaCl additions on concrete corrosivity*, Cement and Concrete Research, vol. 34, pp. 1209-1217.

Pujol-Lesueur VN (2004) : *Etude du mécanisme d'action du monofluorophosphate de sodium comme inhibiteur de la corrosion des armatures métalliques dans le béton*, Thèse de doctorat, Université de Paris, France, 200 pages.

Références bibliographiques

- Qian SY et Chagnon N (2001)** : *Evaluation of corrosion of reinforcement in repaired concrete*, 9th international conference on "structural faults+ repairs", 4-6 July 2001, London, England, pp. 12.
- Quinlan JR (1986)** : *Induction of decision trees*, Machine learning, vol. 1, pp. 81-106.
- Quinlan JR (1993)** : *C4. 5: Programming for machine learning*, Morgan Kaufmann, 382 pages, ISBN : 1-55860-238-0.
- Raharinaivo A (2001)** : *La recommandation RILEM sur la localisation des zones de corrosion métallique par cartographie de potentiel*, Séminaire CEFACOR "Electrochimie et béton armé", 25 Janvier 2001, Paris, France, pp. 8.
- Randles JEB (1947)** : *Kinetics of rapid electrode reactions*, Discussions of the faraday society, vol. 1, pp. 11-19.
- Rapa M et Hartt WH (1999)** : *Non-destructive evaluation of jacketed prestressed concrete piles for corrosion damage*, The NACE annual conference corrosion and corrosion show 1999 - CORROSION99, 25-30 April 1999, San Antonio, United States of America, pp. 566.561-566.524.
- Rasch E et Willy Hinrichsen F (1908)** : *Über eine Beziehung zwischen elektrischer Leitfähigkeit und Temperatur*, Zeitschrift für Elektrochemie und angewandte physikalische Chemie, vol. 14, pp. 41-46.
- Raupach M (1996a)** : *Investigations on the influence of oxygen on corrosion of steel in concrete - Part I*, Materials and Structures, vol. 29, pp. 174-184.
- Raupach M (1996b)** : *Investigations on the influence of oxygen on corrosion of steel in concrete - Part 2*, Materials and Structures, vol. 29, pp. 226-232.
- Recommandation PCRA 005 (2006)** : *Recommandation pour la vérification des électrodes de référence*, Commission Protection Cathodique et Revêtements Associés, PCRA 005, pp. 11.
- Refait P et Génin JMR (1993a)** : *The oxidation of Ni(II)-Fe(II) hydroxides in chloride-containing aqueous media*, Corrosion Science, vol. 34, pp. 2059-2070.
- Refait P et Génin JMR (1993b)** : *The oxidation of ferrous hydroxide in chloride-containing aqueous media and pourbaix diagrams of green rust one*, Corrosion Science, vol. 34, pp. 797-819.
- Rendell F, Jauberthie R et Grantham MG (2002)** : *Deteriorated concrete: Inspection and physicochemical analysis*, Thomas Telford, 208 pages, ISBN : 072773119X.
- Rengaswamy NS, Srinivasan S, Subramanian D et Balakrishnan K (1994)** : *Electrical resistivity as a tool for assessment of porosity of concrete structures*, The Indian Concrete Journal, vol. 68, pp. 259-263.
- Rhazi J (2011)** : *Test method for evaluating asphalt-covered concrete bridge decks using ground penetrating radar*, 29th progress in electromagnetics research symposium - PIERS2011, 20-23 March 2011, Marrakesh, Morocco, pp. 1790-1793.
- Rockwood AL (1986)** : *Absolute half-cell thermodynamics: Electrode potential*, Physical Review A, vol. 33, pp. 554-559.
- Rosenblatt F (1958)** : *The perceptron: a probabilistic model for information storage and organization in the brain*, Psychological review, vol. 65, pp. 386-408.
- Rossi RE, Mulla DJ, Journel AG et Franz EH (1992)** : *Geostatistical tools for modeling and interpreting ecological spatial dependence*, Ecological monographs, vol. 62, pp. 277-314.
- Rostam S, Bakker RFM, Beeby AW, Hartl G, Van Nieuwenburg D, Schiessi P, Sentler L et Van Vugt AP (1989)** : *Durable concrete structures - Design Guide - 2nd edition*, Thomas Telford, 121 pages, ISBN : 978-0-7277-3549-2.

Références bibliographiques

- Rouhan RA, Schoefs F et Labeyrie J (2000)** : *Approche probabiliste du contrôle non destructif des structures pétrolières pour l'évaluation de leur intégrité mécanique - Probabilistic analysis of non-destructive testing of offshore structures for evaluating their mechanical integrity*, Revue Française de Mécanique, vol. 4, pp. 235-241.
- Rouhan RA et Schoefs F (2003)** : *Probabilistic modeling of inspection results for offshore structures*, Structural Safety, vol. 25, pp. 379-399.
- Roy B (1985)** : *Méthodologie multicritère d'aide à la décision*, Economica, 423 pages, ISBN : 2717809015.
- Roy B (1990)** : *Decision-aid and decision-making*, European Journal of Operational Research, vol. 45, pp. 324-331.
- Roy B (1993)** : *Decision science or decision-aid science?*, European Journal of Operational Research, vol. 66, pp. 184-203.
- Rudlin JR (1996a)** : *Reliability of inspection for fatigue cracks in offshore structures*, International conference on public transport electronic systems, 21-22 May 1996, London, England, pp. 3.
- Rudlin JR et Dover WD (1996b)** : *The ICON project-data for underwater inspection*, Insight, vol. 38, pp. 412-414.
- Ryu DW, Ko JW et Noguchi T (2011)** : *Effects of simulated environmental conditions on the internal relative humidity and relative moisture content distribution of exposed concrete*, Cement and Concrete Composites, vol. 33, pp. 142-153.
- Sabri M et Lamothe P (2013)** : *Analyse des facteurs influençant la mesure de potentiel de corrosion*, Groupe Qualitas inc, Montréal, Canada, 16 pages.
- Sadowski L (2013)** : *Methodology for assessing the probability of corrosion in concrete structures on the basis of half-cell potential and concrete resistivity measurements*, The scientific world journal, vol. 2013, pp. 8.
- Saetta AV, Schrefler BA et Vitaliani RV (1995)** : *2-D model for carbonation and moisture/heat flow in porous materials*, Cement and Concrete Research, vol. 25, pp. 1703-1712.
- Sagoe-Crentsk KK et Glasser FP (1990)** : *Analysis of the steel: concrete interface. Corrosion of reinforcement in concrete*, 3rd international symposium on "Corrosion of reinforcement in concrete construction", 21-24 May 1990, Wishaw, England, pp. 74-86.
- Sagues AA et Kranc SC (1992)** : *On the determination of polarization diagrams of reinforcing steel in concrete*, Corrosion, vol. 48, pp. 624-633.
- Saillio M (2012)** : *Interactions physico-chimiques ions-matrice dans les bétons sains ou carbonatés: influence sur le transport ionique*, Thèse de doctorat, Université de Paris-Est, France, 322 pages.
- Saleem M, Shameem M, Hussain SE et Maslehuddin M (1996)** : *Effect of moisture, chloride and sulphate contamination on the electrical resistivity of Portland cement concrete*, Construction and Building Materials, vol. 10, pp. 209-214.
- Salehi M (2013)** : *Numerical investigation of the effects of cracking and embedded reinforcement on surface concrete resistivity measurements using Wenner probe*, PhD Thesis, University of Carleton, Canada, 171 pages.
- Salton G et McGill MJ (1986)** : *Retrieval refinements*, In : Introduction to modern information retrieval, McGraw-Hill Book Company, pp. 201-215, ISBN : 0070544840.
- Sandberg P (1996)** : *Durability of concrete in saline environment*, Cementa, 206 pages, ISBN : 4146339.

Santos JP, Crémona C, Orcesi A et Silveira P (2013) : *Multivariate statistical analysis for early damage detection*, Engineering Structures, vol. 56, pp. 273-285.

Santos JP (2014) : *Smart structural health monitoring techniques for novelty identification in civil engineering structures*, PhD Thesis, University of Lisbon, Portugal, 357 pages.

Saporta G (2006) : *Probabilités, analyse des données et statistique*, Editions Technip, 461 pages, ISBN : 2710808145.

Sauvage G (2006) : *Procès-verbal de l'inspection détaillée 2006 - Pont de Ré*, SNCF - Département des ouvrages d'art, 83 pages.

Scheffler GA et Plagge R (2011) : *Application of instantaneous profile measurement of moisture content and moisture potential in porous materials*, Materials and Structures, vol. 44, pp. 1517-1536.

Schoefs F et Clément A (2004) : *Multiple inspection modeling for decision making and management of jacket off-shore platforms: effect of false alarms*, 1st international forum on engineering decision making - IFED, 5-9 December 2004, Stoos, Switzerland, pp. 23.

Schoefs F, Clément A et Nouy A (2009) : *Assessment of ROC curves for inspection of random fields*, Structural Safety, vol. 31, pp. 409-419.

Schoefs F, Boéro J, Clément A et Capra B (2012a) : *The $\alpha\delta$ method for modelling expert judgement and combination of non-destructive testing tools in risk-based inspection context: application to marine structures*, Structure and Infrastructure Engineering, vol. 8, pp. 531-543.

Schoefs F, Tran TV, Bastidas-Arteaga E, Villain G, Derobert X, O'Connor AJ et Bonnet S (2012b) : *Optimization of non-destructive testing when assessing stationary stochastic processes: application to water and chloride content in concrete*, International conference durable structures: from construction to rehabilitation - ICDS12, 31 May - 1 June 2012, Lisbon, Portugal, pp. 14.

Schoefs F (2014) : *Modeling inspection uncertainties for on-site condition assessment using NDT tools*, In : Maintenance and safety of aging infrastructure, CRC Press, pp. 573-619, ISBN : 9780415659420.

Schoefs F, Bastidas-Arteaga E, Tran TV, Villain G et Derobert X (2016) : *Characterization of random fields from NDT measurements: A two stages procedure*, Engineering Structures, vol. 111, pp. 312-322.

Schuëller GI (2001) : *Computational stochastic mechanics - Recent advances*, Computers & Structures, vol. 79, pp. 2225-2234.

Schumacher MM (1979) : *Seawater corrosion handbook*, Noyes Publications, 494 pages, ISBN : 0-8155-0736-4.

Scully JR (2000) : *Polarization resistance method for determination of instantaneous corrosion rates*, Corrosion, vol. 56, pp. 199-218.

Sehgal A, Kho YT, Osseo-Asare K et Pickering HW (1992) : *Comparison of corrosion rate-measuring devices for determining corrosion rate of steel-in-concrete systems*, Corrosion, vol. 48, pp. 871-880.

Sheikholeslami G, Chatterjee S et Zhang A (2000) : *WaveCluster: a wavelet-based clustering approach for spatial data in very large databases*, The VLDB Journal, vol. 8, pp. 289-304.

Sheils E, O'Connor A, Breyse D, Schoefs F et Yotte S (2010) : *Development of a two-stage inspection process for the assessment of deteriorating infrastructure*, Reliability Engineering & System Safety, vol. 95, pp. 182-194.

Sheils E, O'Connor A, Schoefs F et Breyse D (2012) : *Investigation of the effect of the quality of inspection techniques on the optimal inspection interval for structures*, Structure and Infrastructure Engineering, vol. 8, pp. 557-568.

Références bibliographiques

- Shifler DA et Aylor DM (2004)** : *Seawater*, In : Corrosion tests and standards - Application and interpretation - 2nd edition, ASTM International, pp. 362-379, ISBN : 978-0803120983.
- SHOM (2014)** : *Ouvrage de marée - Références Altimétriques Maritimes - Ports de France métropolitaine et d'outre-mer - Cotes du zéro hydrographique et niveaux caractéristiques de la marée*, Service Hydrographique et Océanographique de la Marine, 104 pages.
- Silva ACG (2005)** : *Dissimilarity functions analysis based on dynamic clustering for symbolic data*, PhD Thesis, University of Pernambuco, Portugal, 137 pages.
- Sissoko M (2016)** : *Détermination des profondeurs d'armatures d'un ouvrage en béton armé à l'aide d'un RADAR*, Rapport de Projet de Fin d'Etudes, Master Professionnel 2ème année, 35 pages.
- Snyder KA, Feng X, Keen BD et Mason TO (2003)** : *Estimating the electrical conductivity of cement paste pore solutions from OH⁻, K⁺ and Na⁺ concentrations*, Cement and Concrete Research, vol. 33, pp. 793-798.
- Soleymani HR et Ismail ME (2004)** : *Comparing corrosion measurement methods to assess the corrosion activity of laboratory OPC and HPC concrete specimens*, Cement and Concrete Research, vol. 34, pp. 2037-2044.
- Song G (2000)** : *Theoretical analysis of the measurement of polarisation resistance in reinforced concrete*, Cement and Concrete Composites, vol. 22, pp. 407-415.
- Spencer RW (1937)** : *Measurement of the moisture content of concrete*, ACI Special Publication, vol. 34, pp. 45-64.
- Stanfill C et Waltz D (1986)** : *Toward memory-based reasoning*, Communications of the ACM, vol. 29, pp. 1213-1228.
- Stern M et Geary AL (1957)** : *Electrochemical polarization - I. A theoretical analysis of the shape of polarization curves*, Journal of the electrochemical society, vol. 104, pp. 56-63.
- Stern M (1958)** : *A method for determining corrosion rates from linear polarization data*, Corrosion, vol. 14, pp. 60-64.
- Stewart MG (2001)** : *Reliability-based assessment of ageing bridges using risk ranking and life cycle cost decision analyses*, Reliability Engineering & System Safety, vol. 74, pp. 263-273.
- Stewart MG (2004)** : *Spatial variability of pitting corrosion and its influence on structural fragility and reliability of RC beams in flexure*, Structural Safety, vol. 26, pp. 453-470.
- Stewart MG (2009a)** : *Mechanical behaviour of pitting corrosion of flexural and shear reinforcement and its effect on structural reliability of corroding RC beams*, Structural Safety, vol. 31, pp. 19-30.
- Stewart MG et Suo Q (2009b)** : *Extent of spatially variable corrosion damage as an indicator of strength and time-dependent reliability of RC beams*, Engineering Structures, vol. 31, pp. 198-207.
- Stratfull RF (1973)** : *Half-cell potentials and the corrosion of steel in concrete*, 52nd annual meeting of the highway research board, 22-26 January 1973, Washington D.C., United States of America, pp. 12-21.
- Straub D et Faber MH (2005)** : *Risk based inspection planning for structural systems*, Structural Safety, vol. 27, pp. 335-355.
- Su MC et Chang HT (2000)** : *Fast self-organizing feature map algorithm*, Neural Networks, vol. 11, pp. 721-733.

Références bibliographiques

Sudret B, Defaux G et Pendola M (2006) : *Introducing spatial variability in the lifetime assessment of a concrete beam submitted to rebars' corrosion*, 2nd international forum on engineering decision making - Second IFED Forum, 26-29 April 2006, Lake Louise, Canada, pp. 10.

SYROKKO et Bouteiller V (2010) : *Analyse de données symboliques des résultats prismes*, Projet APPLLET : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste, Livrable L3-4/2, 47 pages.

Telford WM, Geldart LP et Sheriff RE (1990) : *Applied geophysics*, Cambridge University Press, 760 pages, ISBN : 0521339383.

Thauvin B et Menguy M (2008) : *Guide d'utilisation du béton en site maritime*, CETMEF, PM 08-01, 133 pages.

Thiery M (2006) : *Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires (prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques)*, Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curis, Paris, France, 347 pages.

Tong YY (2009) : *Traitement électrochimique de réalcalinisation pour la réparation du béton armé dégradé par carbonatation*, Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curis, France, 288 pages.

Toutlemonde F et Coin A (2005) : *Structures en béton conçues avec l'Eurocode 2 - Note technique sur les dispositions relatives à l'enrobage pour l'application en France - Guide technique*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 60 pages, ISBN : 1151-1516.

Tran VQ (2016) : *Contribution à la compréhension des mécanismes de dépassement des armatures d'un béton exposé à l'eau de mer : théorie et modélisation thermo-chimique*, Thèse de doctorat, Université de Nantes, France, 130 pages.

Truong PN, Heuvelink GBM et Gosling JP (2013) : *Web-based tool for expert elicitation of the variogram*, Computers & Geosciences, vol. 51, pp. 390-399.

Tumidajski PJ (1996) : *Electrical conductivity of Portland cement mortars*, Cement and Concrete Research, vol. 26, pp. 529-534.

Tuutti K (1982) : *Corrosion of steel in concrete*, Swedish Foundation for Concrete Research - Swedish Board for Technical Development, 0346-6906, 472 pages.

Vallot F, Cailleux E et Pollet V (2009) : *Rapport de synthèse des vieillissements*, Projet APPLLET : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste, Livrable L3-2/2, 18 pages.

Van Balen K et Van Gemert D (1994) : *Modelling lime mortar carbonation*, Materials and Structures, vol. 27, pp. 393-398.

Van Daveer JR (1975) : *Techniques for evaluating reinforced concrete bridge decks*, ACI Materials Journal, vol. 72, pp. 697-704.

Vanmarcke EH (1977a) : *Probabilistic modeling of soil profiles*, Journal of the geotechnical engineering division, vol. 103, pp. 1227-1246.

Vanmarcke EH (1977b) : *Reliability of earth slopes*, Journal of the geotechnical engineering division, vol. 103, pp. 1247-1265.

Vapnik VN (1998) : *Statistical learning theory*, Wiley, 768 pages, ISBN : 978-0-471-03003-4.

Vassie PRW (1978) : *Evaluation of techniques for investigating the corrosion of steel in concrete*, Transport and Road Research Laboratory - Department of the Environment Department of Transport, Supplementary Report 397, 26 pages.

- Vedalakshmi R, Balamurugan L, Saraswathy V, Kim SH et Ann KY (2010)** : *Reliability of Galvanostatic Pulse Technique in assessing the corrosion rate of rebar in concrete structures: laboratory vs field studies*, KSCE Journal of Civil Engineering, vol. 14, pp. 867-877.
- Vedalakshmi R et Thangavel K (2011)** : *Reliability of electrochemical techniques to predict the corrosion rate of steel in concrete structures*, Arabian Journal for science and engineering, vol. 36, pp. 769-783.
- Verbeck G (1958)** : *Carbonation of hydrated Portland cement*, ASTM International, STP205-EB, 21 pages.
- Verma SK, Bhadauria SS et Akhtar S (2014)** : *Monitoring corrosion of steel bars in reinforced concrete structures*, The scientific world journal, vol. 2014, pp. 9.
- Vervisch-Fortuné I (2009)** : *Sensibilité de la technique d'émission acoustique à la corrosion des armatures dans le béton*, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, France, 198 pages.
- Villain G, Abraham O, Le Marrec L et Rakotomanana L (2009)** : *Determination of the bulk elastic moduli of various concrete by resonance frequency analysis of slabs submitted to degradations*, International symposium on non-destructive testing in civil engineering - NDT-CE 2009, 30 June - 3 July 2009, Nantes, France, pp. 343-348.
- Villain G, Le Marrec L et Rakotomanana L (2011)** : *Determination of the bulk elastic moduli of various concretes by resonance frequency analysis of slabs submitted to impact echo*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 15, pp. 601-617.
- Viriyametantont K (2008)** : *Reconnaissance physique et géométrique d'éléments en béton armé par radar et réseaux de neurones artificiels*, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, France, 248 pages.
- Vu NT (2011)** : *Contribution à l'étude de la corrosion par carbonatation du béton armé : approche expérimentale et probabiliste*, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, France, 184 pages.
- Vu QA, Garnier V, Chaix JF, Payan C, Lott M et Eiras JN (2016)** : *Concrete cover characterisation using dynamic acousto-elastic testing and Rayleigh waves*, Construction and Building Materials, vol. 114, pp. 87-97.
- Webster R et Oliver MA (2007)** : *Geostatistics for environmental scientists - 2nd edition*, John Wiley & Sons, 332 pages, ISBN : 0470517263.
- Wenger F (1986)** : *Étude de la corrosion de l'acier doux dans le béton, par des méthodes électrochimiques : application au contrôle des ouvrages de génie civil*, Thèse de doctorat, Université Paris XI, France, 232 pages.
- Wenner F (1915)** : *A method for measuring earth resistivity*, Journal of the Franklin Institute, vol. 180, pp. 469-478.
- Weydert R et Gehlen C (1999)** : *Electrolytic resistivity of cover concrete : relevance, measurement and interpretation*, 8th international conference on durability of building materials and components, 30 May - 3 June 1999, Vancouver, Canada, pp. 409-419.
- Whiting D et Nagi M (2003)** : *Electrical resistivity of concrete - A literature review*, Portland Cement Association, R&D Serial No. 2457, 57 pages.
- Whittington HW, McCarter J et Forde MC (1981)** : *The conduction of electricity through concrete*, Magazine of concrete research, vol. 33, pp. 48-60.
- Woelfl G et Lauer K (1979)** : *The electrical resistivity of concrete with emphasis on the use of electrical resistance for measuring moisture content*, Cement, Concrete and Aggregates, vol. 1, pp. 64-67.

Références bibliographiques

Wojtas H (2004a) : *Determination of corrosion rate of reinforcement with a modulated guard ring electrode; analysis of errors due to lateral current distribution*, Corrosion Science, vol. 46, pp. 1621-1632.

Wojtas H (2004b) : *Determination of polarization resistance of reinforcement with a sensorized guard ring: Analysis of errors*, Corrosion, vol. 60, pp. 414-420.

Woodward R, Cullington DW, Daly AF, Vassie PRW, Haardt P, Kashner R, Astudillo R, Velando C, Godart B, Cremona C, Mahut B, Raharinaivo A, Lau, Markey I, Bevc L et Perus I (2001) : *Bridge management in Europe (BRIME)-Deliverable D14- Final Report*, BRIME Project, RO-97-SC.2220, 228 pages.

Ye N (2003) : *The handbook of data mining*, Lawrence Erlbaum Associates, 722 pages, ISBN : 0-8058-4081-8.

Yousif HA, Al-Hadeethi FF, Al-Nabilsy B et Abdelhadi AN (2014) : *Corrosion of steel in high-strength self-compacting concrete exposed to saline environment*, International Journal of Corrosion, vol. 2014, pp. 12.

Zadeh LA (1965) : *Fuzzy sets*, Information and control, vol. 8, pp. 338-353.

Zadeh LA (1984) : *Making computers think like people*, IEEE spectrum, vol. 21, pp. 26-32.

Zhang T, Ramakrishnan R et Livny M (1997) : *BIRCH: A new data clustering algorithm and its applications*, Data Mining and Knowledge Discovery, vol. 1, pp. 141-182.

Annexes

Annexe 1 : Principe de fonctionnement de la technologie radar de structure

Un système d'acquisition RADAR est un dispositif capable d'émettre et de recevoir des impulsions électromagnétiques à haute fréquence [Dérobert 2003]. Les impulsions électromagnétiques sont émises et envoyées dans le matériau à partir d'une antenne émettrice (E). Lorsque les ondes électromagnétiques rencontrent une interface présentant un contraste de permittivités électriques, une partie de leur énergie est réfléchiée. Une antenne réceptrice (R) reçoit et enregistre les ondes réfléchies. L'énergie reçue correspond à la réponse de l'élément ausculté représentée par le signal amplitude-temps, comme schématisé par la partie supérieure de la *Figure A1-1* [Viriyametanont 2008].

Dans le domaine du génie-civil, le principe de mesure consiste à émettre une impulsion électromagnétique de courte durée dans la gamme des hyperfréquences (de 1000 à 3000 MHz). Les signaux enregistrés sont de diverses natures : signal de l'onde directe se propageant entre l'émetteur et le récepteur et signaux des réflexions multiples [Nguyen 2014, Balayssac 2009, Viriyametanont 2008]. Les réflexions (liées à un contraste de propriétés diélectriques) potentiellement rencontrées sont : air/couche de roulement, couche de roulement/béton, béton/acier et béton/air [Dérobert 2012, Viriyametanont 2008, Dérobert 2003]. L'analyse de l'enregistrement des signaux des ondes réfléchies, permet d'extraire la profondeur des objets réflecteurs, tels que les armatures d'une structure en béton armé [Nguyen 2014, Mitzithra 2013, Dérobert 2012, Balayssac 2009, Viriyametanont 2008, Dérobert 2003]. Cependant, la vitesse de propagation des ondes électromagnétiques dans le matériau doit être connue [Dérobert 2012, Balayssac 2009, Breysse 2005, Dérobert 2003], ou du moins bénéficier d'une bonne estimation qui peut être obtenue à partir d'essais destructifs qui consistent à mesurer l'enrobage par forage puis de calibrer la vitesse de propagation. La *Figure A1-1*, présente l'image-radar⁴⁸⁾ obtenue pour des réflexions générées par l'interface béton/acier [Viriyametanont 2008].

⁴⁸⁾ L'image-radar est également appelée : B-scan, scan, profil ...

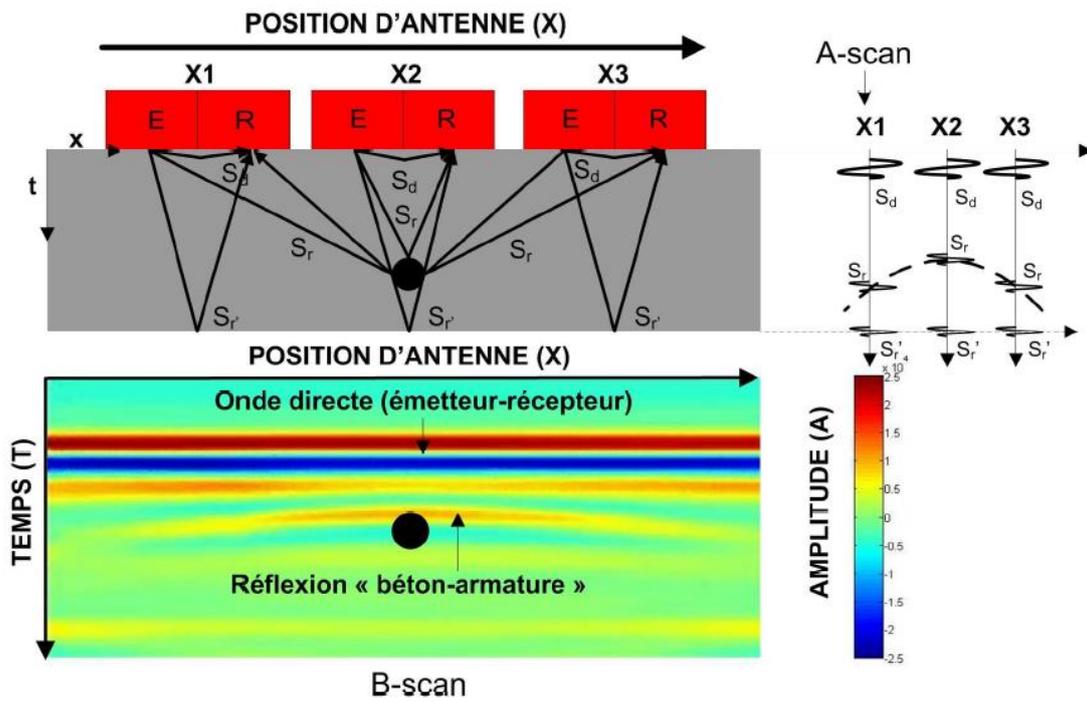


Figure A1-1 : Schéma de principe de l'acquisition d'un graphique coupe-temps en profondeur [Viriyametanont 2008].

La technologie RADAR présente de nombreux avantages [Balayssac 2009], tels que : la fiabilité et la reproductibilité (qui dépendent de l'humidité du béton et de la fréquence utilisée), un très haut rendement d'acquisition et une profondeur d'investigation importante (jusqu'à 50 cm) contrairement aux technologies basées sur des signaux basses-fréquences (type pachomètre).

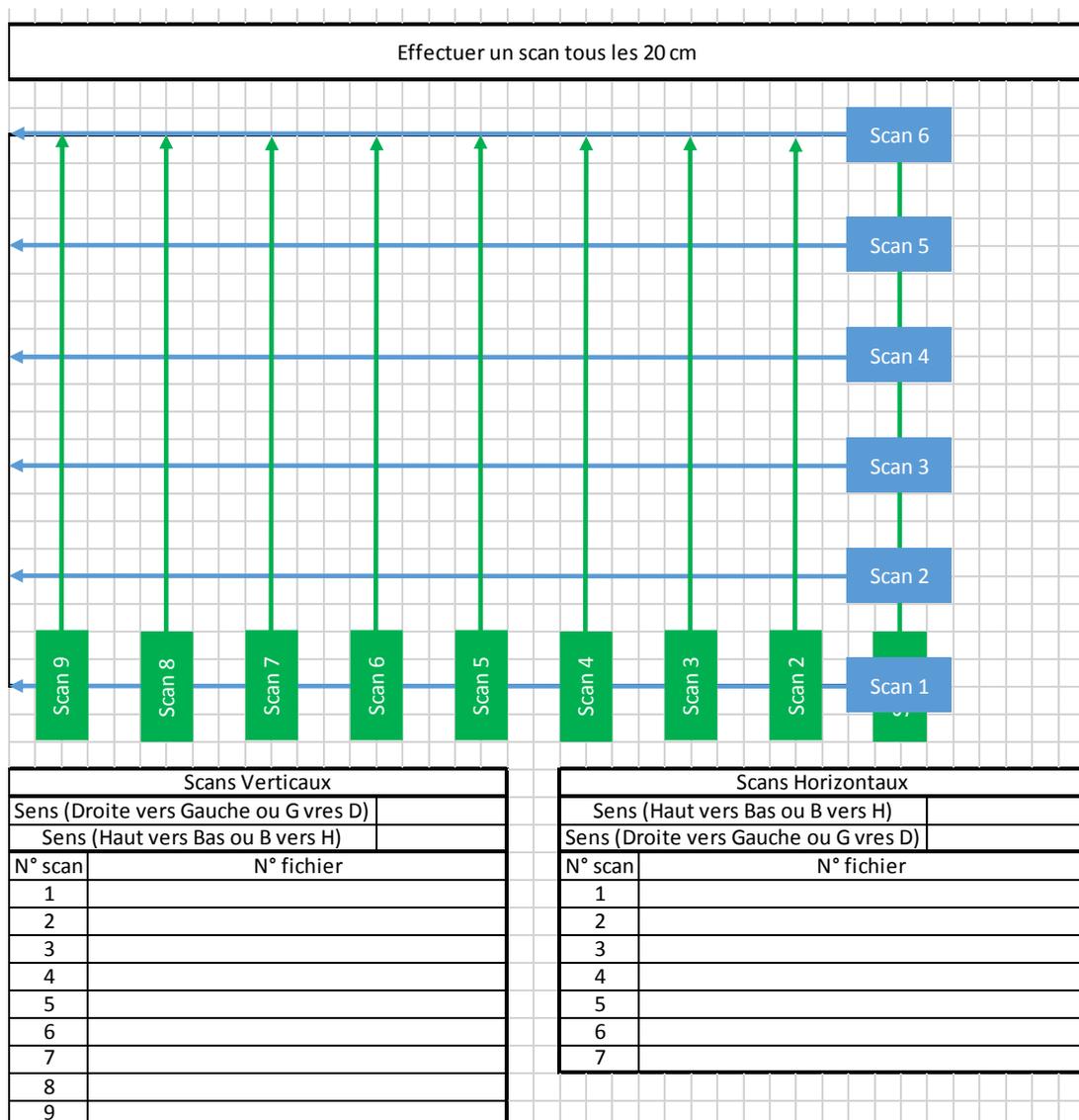
Annexe 2 : Protocole expérimental de la réalisation des images-radar par zone de mesure

1. EPI

1. Gilet de sauvetage
2. Chaussures de sécurité
3. Vêtements de travail
4. Casque
5. Gants
6. Blouson ou gilet fluorescent

2. Protocole de mesure

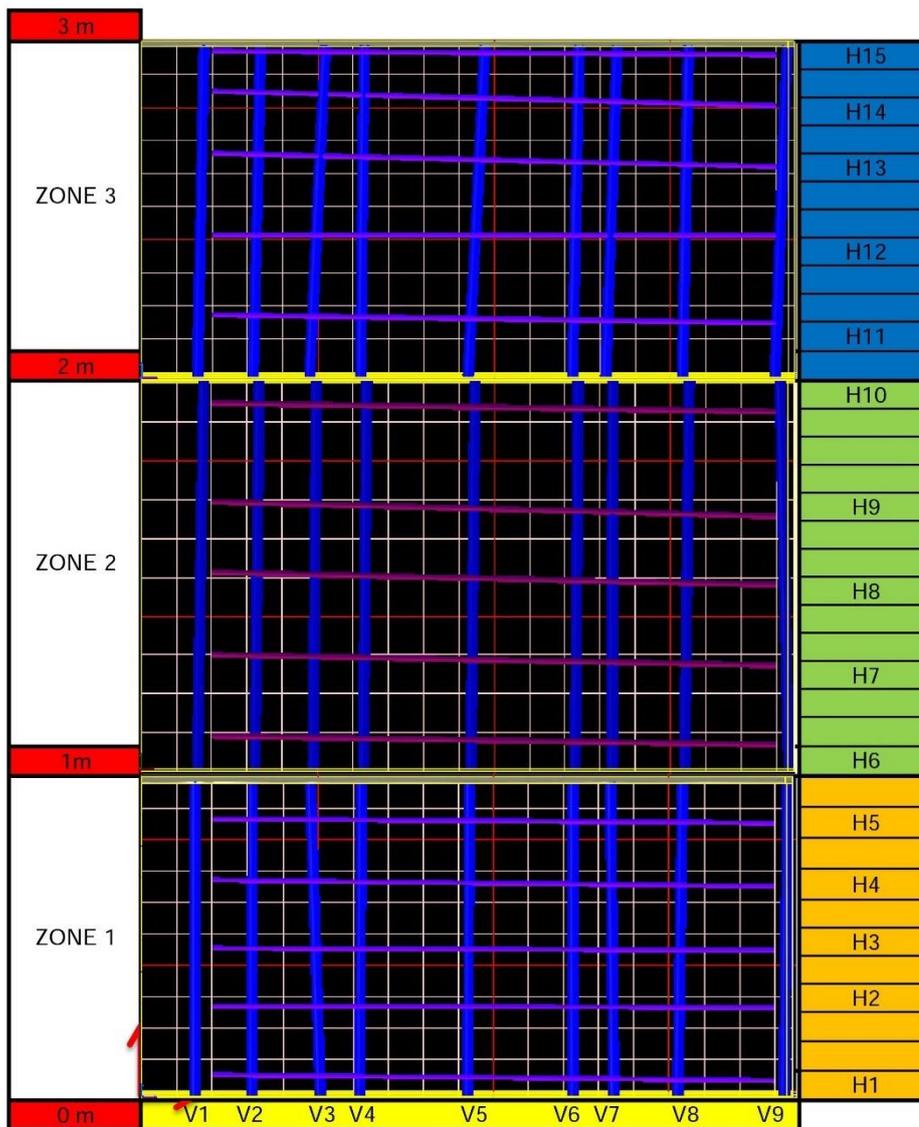
Pas d'importance dans l'ordre d'exécution des images-radar, tant que leurs positions sont bien associées aux numéros des fichiers correspondants.



Annexe 3 : Rapport sur les épaisseurs d'enrobage de la Pile K – Face C

1

CONFIDENTIEL
Etude sur les enrobages - Radar EasyScan HR 2,6 GHz - RADAN 6.6
Reconstruction du plan de ferrailage

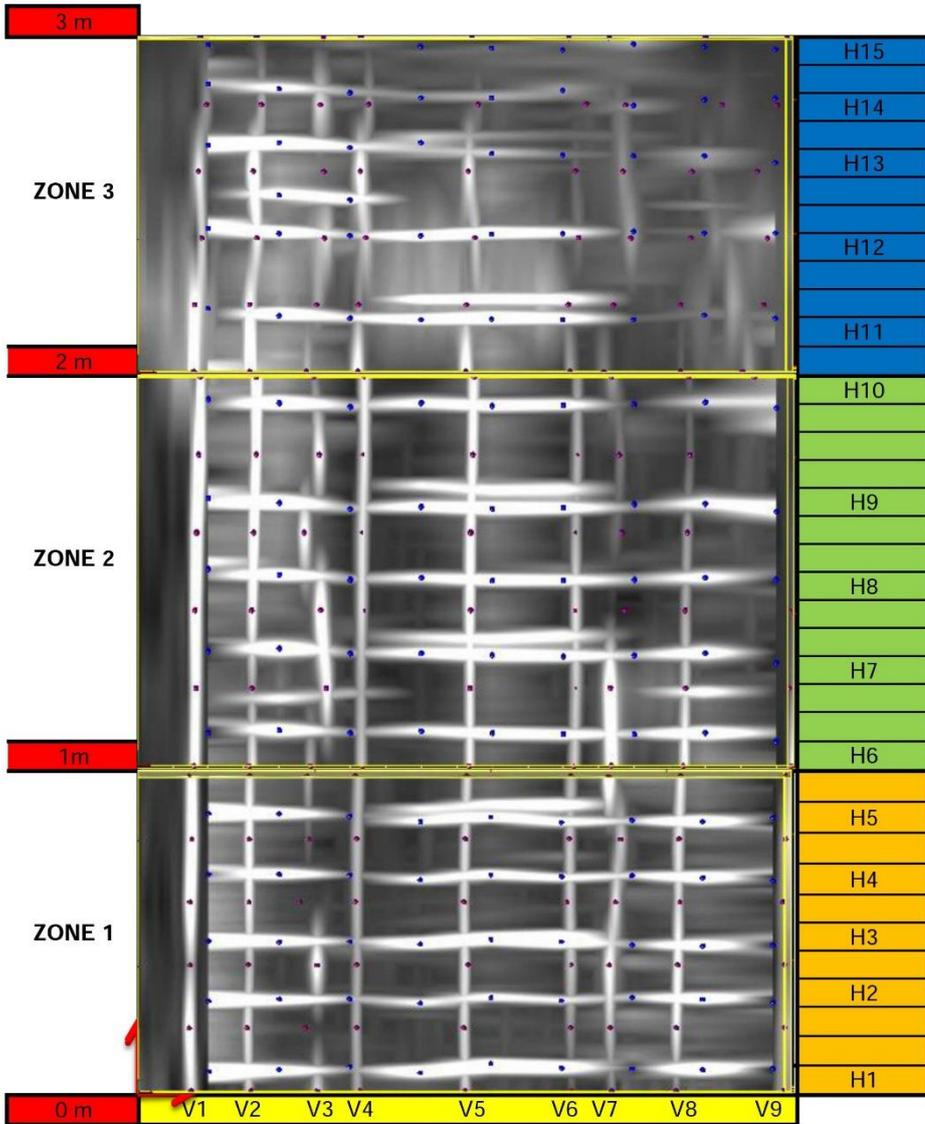


Armatures V : Φ 32 mm, (HA32)
Armature H : Φ 16 mm, (HA16)

CONFIDENTIEL

Etude sur les enrobages - Radar EasyScan HR 2,6 GHz - RADAN 6.6

Images brutes "radar" + pointés des aciers sous RADAN



Armatures V : Φ 32 mm, (HA32)

Armature H : Φ 16 mm, (HA16)

Annexe 3 : Rapport sur les épaisseurs d'enrobage de la Pile K – Face C

CONFIDENTIEL

Etude sur les enrobages - Armatures horizontales - Radar EasyScan HR 2,6 GHz - RADAN 6.6

Position des armatures horizontales

Zone	H11 (Zone 3)			H12 (Zone 3)			H13 (Zone 3)			H14 (Zone 3)			H15 (Zone 3)		
	x (m)	y (m)	z (cm)	x (m)	y (m)	z (cm)	x (m)	y (m)	z (cm)	x (m)	y (m)	z (cm)	x (m)	y (m)	z (cm)
Zone 3	1,80	2,16	7,0	1,80	2,42	7,6	1,80	2,63	6,4	1,80	2,82	5,3	1,80	2,97	3,6
	1,60	2,17	7,2	1,60	2,41	8,9	1,60	2,65	8,6	1,60	2,82	7,0	1,60	2,98	4,8
	1,40	2,16	10,1	1,40	2,42	10,0	1,40	2,65	10,6	1,40	2,80	7,4	1,40	2,98	7,2
	1,20	2,16	8,2	1,20	2,41	8,2	1,20	2,65	9,3	1,20	2,84	8,4	1,20	2,97	5,8
	1,00	2,16	7,7	1,00	2,41	7,7	1,00	2,65	8,4	1,00	2,82	8,9	1,00	2,97	7,4
	0,80	2,16	8,1	0,80	2,41	8,2	0,80	2,69	8,9	0,80	2,82	9,3	0,80	2,98	6,7
	0,60	2,16	9,3	0,60	2,41	9,3	0,60	2,51	8,8	0,60	2,67	9,1	0,60	2,84	9,6
	0,40	2,17	7,4	0,40	2,41	7,4	0,40	2,53	8,2	0,40	2,69	7,6	0,40	2,85	8,1
	0,20	2,19	6,7	0,20	2,43	7,2	0,20	2,68	7,6	0,20	2,86	8,2	0,20	2,98	5,8
	Moy. Theorique			5,6	Moy. Theorique			5,6	Moy. Theorique			5,6	Moy. Theorique		
Moyenne			8,0	Moyenne			8,3	Moyenne			8,5	Moyenne			6,6
Ecart-type			1,1	Ecart-type			0,9	Ecart-type			1,2	Ecart-type			1,8
Minimum			6,7	Minimum			7,2	Minimum			6,4	Minimum			3,6
Maximum			10,1	Maximum			10,0	Maximum			10,6	Maximum			9,6
Zone 2	H6 (Zone 2)			H7 (Zone 2)			H8 (Zone 2)			H9 (Zone 2)			H10 (Zone 2)		
	x (m)	y (m)	z (cm)	x (m)	y (m)	z (cm)	x (m)	y (m)	z (cm)	x (m)	y (m)	z (cm)	x (m)	y (m)	z (cm)
	1,80	1,06	6,1	1,80	1,26	5,7	1,80	1,48	6,1	1,80	1,65	6,4	1,80	1,92	6,4
	1,60	1,09	6,9	1,60	1,29	6,9	1,60	1,48	6,7	1,60	1,67	7,1	1,60	1,94	7,4
	1,40	1,08	8,5	1,40	1,28	8,7	1,40	1,48	8,2	1,40	1,67	8,9	1,40	1,93	8,9
	1,20	1,08	7,7	1,20	1,28	7,7	1,20	1,48	7,7	1,20	1,66	7,7	1,20	1,93	7,7
	1,00	1,09	7,4	1,00	1,28	7,2	1,00	1,48	7,2	1,00	1,66	7,1	1,00	1,93	7,4
	0,80	1,09	8,0	0,80	1,29	7,7	0,80	1,48	7,9	0,80	1,67	7,7	0,80	1,93	7,7
	0,60	1,09	8,9	0,60	1,29	8,9	0,60	1,48	8,9	0,60	1,66	8,9	0,60	1,92	8,7
	0,40	1,09	6,9	0,40	1,30	7,1	0,40	1,49	7,1	0,40	1,68	7,1	0,40	1,93	6,9
0,20	1,09	6,1	0,20	1,29	6,1	0,20	1,51	6,2	0,20	1,69	6,4	0,20	1,94	6,2	
Moy. Theorique			5,6	Moy. Theorique			5,6	Moy. Theorique			5,6	Moy. Theorique			5,6
Moyenne			7,4	Moyenne			7,3	Moyenne			7,3	Moyenne			7,5
Ecart-type			1,0	Ecart-type			1,1	Ecart-type			0,9	Ecart-type			0,9
Minimum			6,1	Minimum			5,7	Minimum			6,1	Minimum			6,2
Maximum			8,9	Maximum			8,9	Maximum			8,9	Maximum			8,9
Zone 1	H1 (Zone 1)			H2 (Zone 1)			H3 (Zone 1)			H4 (Zone 1)			H5 (Zone 1)		
	x (m)	y (m)	z (cm)	x (m)	y (m)	z (cm)	x (m)	y (m)	z (cm)	x (m)	y (m)	z (cm)	x (m)	y (m)	z (cm)
	1,80	0,07	6,1	1,80	0,28	5,7	1,80	0,46	6,1	1,80	0,67	5,7	1,80	0,87	5,4
	1,60	0,07	6,6	1,60	0,29	6,7	1,60	0,46	6,7	1,60	0,68	6,4	1,60	0,86	6,7
	1,40	0,07	8,7	1,40	0,30	8,0	1,40	0,46	8,4	1,40	0,68	8,2	1,40	0,86	8,4
	1,20	0,07	8,0	1,20	0,29	8,0	1,20	0,47	8,2	1,20	0,68	7,7	1,20	0,85	7,9
	1,00	0,09	7,5	1,00	0,30	7,5	1,00	0,48	7,5	1,00	0,69	7,2	1,00	0,87	7,5
	0,80	0,06	7,7	0,80	0,28	7,7	0,80	0,67	8,0	0,80	0,67	8,0	0,80	0,86	8,0
	0,60	0,08	8,7	0,60	0,29	8,5	0,60	0,47	8,9	0,60	0,69	8,7	0,60	0,87	8,9
	0,40	0,07	7,0	0,40	0,29	7,0	0,40	0,47	7,0	0,40	0,69	7,0	0,40	0,88	7,0
0,20	0,06	6,6	0,20	0,29	6,2	0,20	0,48	6,2	0,20	0,69	6,1	0,20	0,88	6,2	
Moy. Theorique			5,6	Moy. Theorique			5,6	Moy. Theorique			5,6	Moy. Theorique			5,6
Moyenne			7,4	Moyenne			7,3	Moyenne			7,4	Moyenne			7,3
Ecart-type			0,9	Ecart-type			0,9	Ecart-type			1,0	Ecart-type			1,1
Minimum			6,1	Minimum			5,7	Minimum			5,7	Minimum			5,4
Maximum			8,7	Maximum			8,5	Maximum			8,9	Maximum			8,9

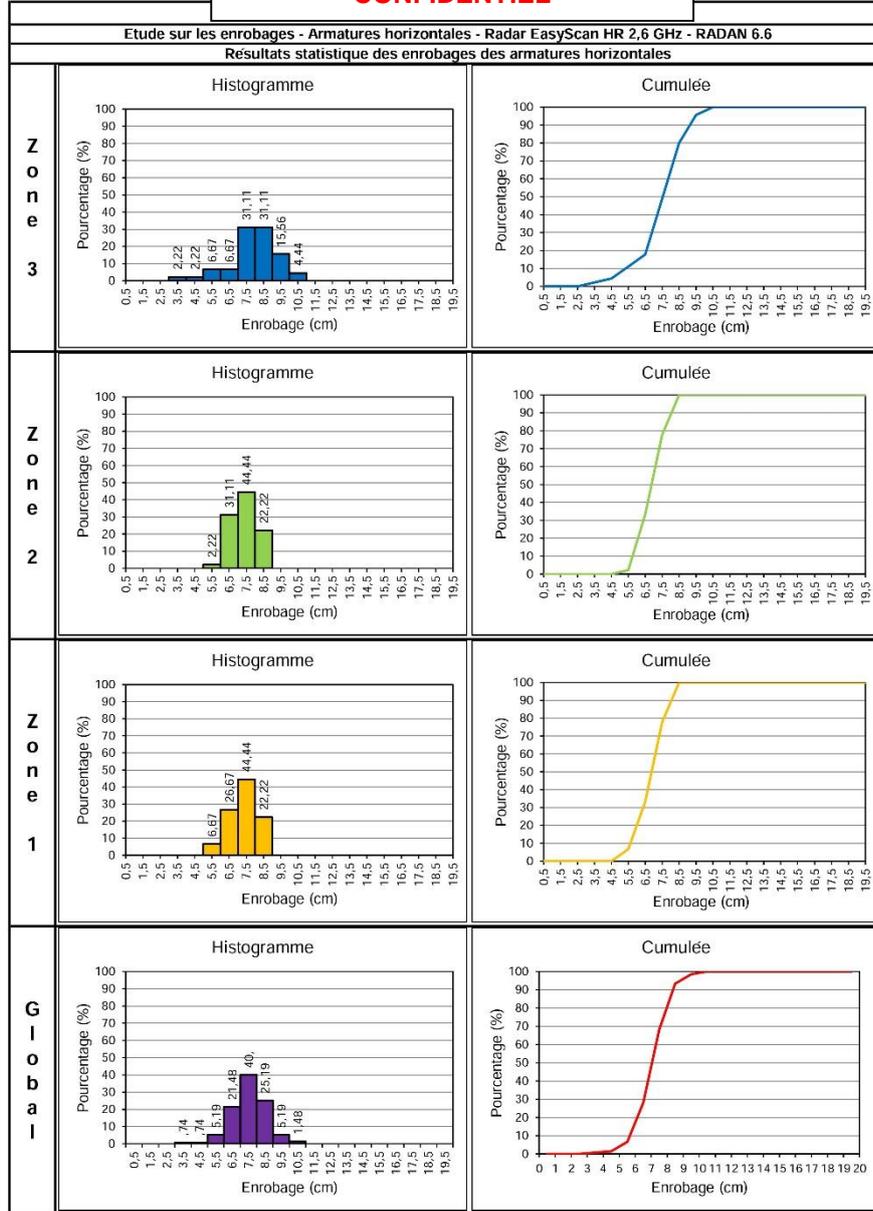
Echelle des enrobages (cm)
20
19
18
17
16
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1

Moy. Theorique correspond à l'enrobage moyen des armatures horizontales d'après les plans de construction

Annexe 3 : Rapport sur les épaisseurs d'enrobage de la Pile K – Face C

4

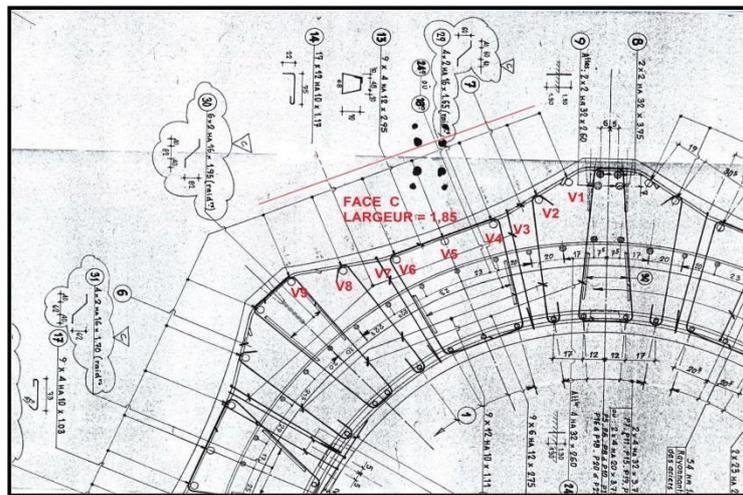
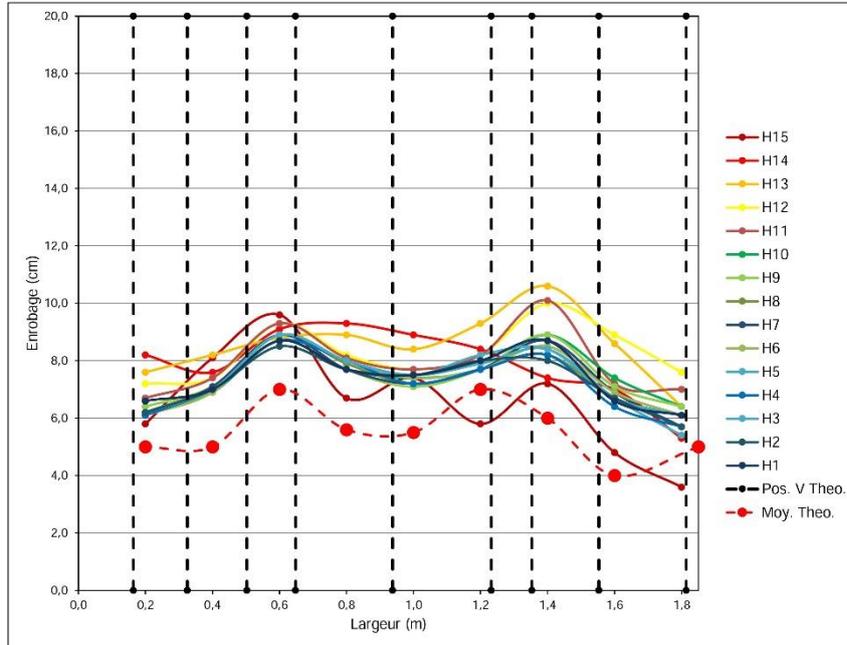
CONFIDENTIEL



	Min (cm)	Max (cm)	Moy (cm)	Ecart-type (cm)	Enrobages caractéristiques		Nombre de mesures
					5% (cm)	95% (cm)	
Zone 3	3,6	10,6	7,8	1,4	4,6	9,5	45
Zone 2	5,7	8,9	7,4	0,9	5,6	8,3	45
Zone 1	5,4	8,9	7,3	1,0	5,2	8,3	45
Global	3,6	10,6	7,5	1,1	5,2	8,8	135

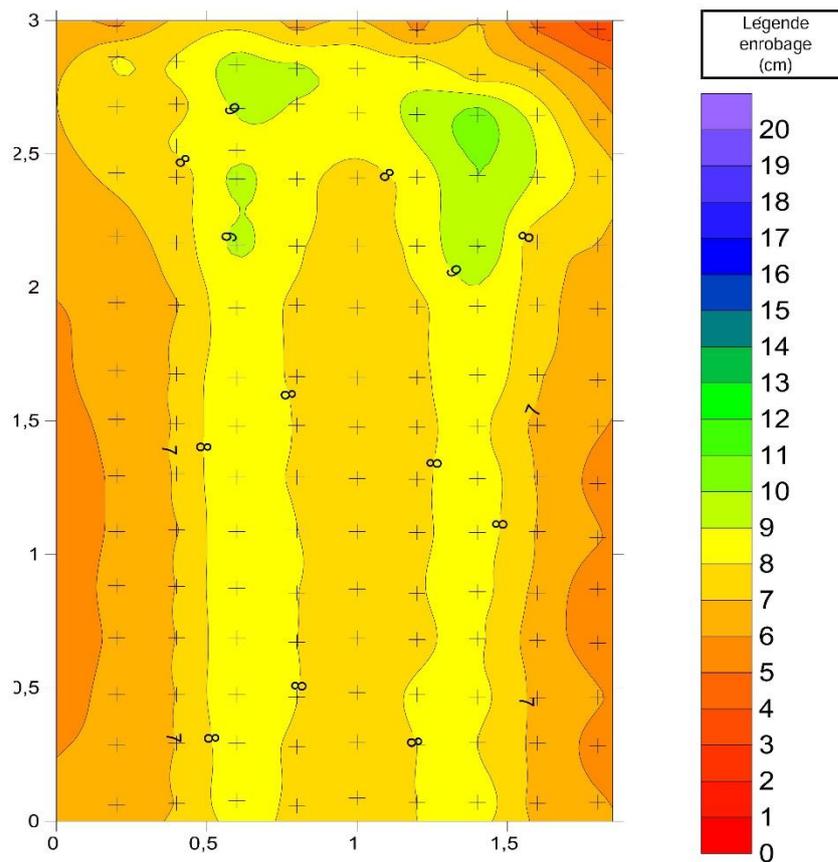
CONFIDENTIEL

Etude sur les enrobages - Armatures horizontales - Radar EasyScan HR 2,6 GHz - RADAN 6.6
 Représentation des enrobages des armatures horizontales en fonction de la largeur



FORME DU COFFRAGE

CONFIDENTIEL
Etude sur les enrobages - Armatures horizontales - Radar EasyScan HR 2,6 GHz - RADAN 6.6
Cartographie SURFER des enrobages des armatures horizontales



Annexe 3 : Rapport sur les épaisseurs d'enrobage de la Pile K – Face C

CONFIDENTIEL

Etude sur les enrobages - Armatures verticales - Radar EasyScan HR 2,6 GHz - RADAN 6.6
Position des armatures verticales

		V1		
		x (m)	y (m)	z (cm)
Zone 3		0,18	3,00	10,0
		0,20	2,80	10,0
		0,17	2,60	9,4
		0,18	2,40	8,9
Zone 2		0,16	2,20	9,1
		0,18	2,00	7,9
		0,17	1,80	8,0
		0,17	1,60	8,0
Zone 1		0,16	1,40	7,9
		0,17	1,20	8,0
		0,15	1,00	8,0
		0,15	0,80	8,0
		0,15	0,60	8,0
		0,15	0,40	8,0
		0,15	0,20	8,2
	0,15	0,00	8,0	
Moy. Théorique		6,0		
Moyenne		8,5		
Ecart-type		0,8		
Minimum		7,9		
Maximum		10,0		

		V2		
		x (m)	y (m)	z (cm)
Zone 3		0,34	3,00	10,3
		0,35	2,80	10,0
		0,33	2,60	9,6
		0,34	2,40	9,4
Zone 2		0,32	2,20	9,4
		0,34	2,00	8,4
		0,34	1,80	8,5
		0,33	1,60	8,7
Zone 1		0,32	1,40	8,7
		0,32	1,20	9,0
		0,32	1,00	8,9
		0,32	0,80	8,7
		0,32	0,60	8,7
		0,31	0,40	8,9
		0,31	0,20	8,7
	0,32	0,00	8,7	
Moy. Théorique		7,0		
Moyenne		9,0		
Ecart-type		0,5		
Minimum		8,4		
Maximum		10,3		

		V3		
		x (m)	y (m)	z (cm)
Zone 3		0,52	3,00	6,0
		0,52	2,80	7,2
		0,53	2,60	6,9
		0,53	2,40	7,4
Zone 2		0,51	2,20	7,7
		0,50	2,00	9,5
		0,51	1,80	7,9
		0,47	1,60	7,4
Zone 1		0,52	1,40	6,7
		0,53	1,20	7,4
		0,48	1,00	8,4
		0,49	0,80	8,7
		0,46	0,60	9,0
		0,51	0,40	7,2
		0,47	0,20	9,5
	0,51	0,00	7,2	
Moy. Théorique		5,0		
Moyenne		7,8		
Ecart-type		1,0		
Minimum		6,0		
Maximum		9,5		

		V4		
		x (m)	y (m)	z (cm)
Zone 3		0,63	3,00	11,9
		0,65	2,80	11,2
		0,63	2,60	10,6
		0,93	2,40	10,8
Zone 2		0,62	2,20	10,5
		0,64	2,00	10,0
		0,64	1,80	10,0
		0,63	1,60	10,2
Zone 1		0,64	1,40	10,2
		0,63	1,20	10,7
		0,62	1,00	10,5
		0,62	0,80	10,3
		0,62	0,60	10,2
		0,62	0,40	10,2
		0,62	0,20	10,0
	0,63	0,00	10,2	
Moy. Théorique		8,0		
Moyenne		10,5		
Ecart-type		0,5		
Minimum		10,0		
Maximum		11,9		

		V5		
		x (m)	y (m)	z (cm)
Zone 3		0,94	3,00	10,0
		0,96	2,80	11,0
		0,93	2,60	9,4
		0,95	2,40	9,4
Zone 2		0,93	2,20	9,8
		0,95	2,00	8,9
		0,95	1,80	9,0
		0,94	1,60	8,9
Zone 1		0,94	1,40	9,0
		0,94	1,20	9,0
		0,93	1,00	8,2
		0,93	0,80	9,0
		0,92	0,60	9,0
		0,94	0,40	9,0
		0,92	0,20	8,9
	0,93	0,00	9,0	
Moy. Théorique		7,0		
Moyenne		9,3		
Ecart-type		0,6		
Minimum		8,9		
Maximum		11,0		

		V6		
		x (m)	y (m)	z (cm)
Zone 3		1,22	3,00	7,0
		1,27	2,80	12,5
		1,24	2,60	11,7
		1,25	2,40	9,4
Zone 2		1,22	2,20	11,7
		1,24	2,00	10,3
		1,24	1,80	10,2
		1,23	1,60	10,2
Zone 1		1,23	1,40	10,0
		1,24	1,20	10,3
		1,23	1,00	10,3
		1,22	0,80	10,2
		1,22	0,60	10,2
		1,23	0,40	10,3
		1,23	0,20	10,3
	1,23	0,00	10,5	
Moy. Théorique		8,0		
Moyenne		10,3		
Ecart-type		1,2		
Minimum		7,0		
Maximum		12,5		

		V7		
		x (m)	y (m)	z (cm)
Zone 3		1,33	3,00	7,0
		1,38	2,80	7,0
		1,37	2,60	8,1
		1,39	2,40	7,7
Zone 2		1,34	2,20	6,4
		1,34	2,00	6,9
		1,36	1,80	8,4
		1,37	1,60	6,1
Zone 1		1,37	1,40	5,3
		1,33	1,20	7,1
		1,33	1,00	7,0
		1,37	0,80	7,5
		1,35	0,60	7,7
		1,34	0,40	7,5
		1,34	0,20	7,7
	1,34	0,00	8,5	
Moy. Théorique		7,0		
Moyenne		7,2		
Ecart-type		0,8		
Minimum		5,3		
Maximum		8,5		

		V8		
		x (m)	y (m)	z (cm)
Zone 3		1,60	3,00	7,0
		1,65	2,80	7,0
		1,57	2,60	7,0
		1,56	2,40	11,2
Zone 2		1,53	2,20	7,0
		1,55	2,00	9,5
		1,56	1,80	9,4
		1,55	1,60	9,2
Zone 1		1,54	1,40	9,0
		1,55	1,20	9,0
		1,54	1,00	8,7
		1,53	0,80	8,7
		1,54	0,60	8,7
		1,53	0,40	7,5
		1,53	0,20	8,5
	1,53	0,00	8,7	
Moy. Théorique		7,0		
Moyenne		8,5		
Ecart-type		1,2		
Minimum		7,0		
Maximum		11,2		

		V9		
		x (m)	y (m)	z (cm)
Zone 3		1,83	3,00	7,0
		1,81	2,80	7,0
		1,75	2,60	7,0
		1,78	2,40	7,0
Zone 2		1,77	2,20	7,0
		1,74	2,00	6,7
		1,84	1,80	11,6
		1,84	1,60	11,0
Zone 1		1,84	1,40	10,2
		1,84	1,20	10,0
		1,84	1,00	9,7
		1,84	0,80	9,3
		1,83	0,60	9,5
		1,83	0,40	9,3
		1,83	0,20	9,2
	1,83	0,00	9,2	
Moy. Théorique		6,0		
Moyenne		8,8		
Ecart-type		1,6		
Minimum		6,7		
Maximum		11,6		

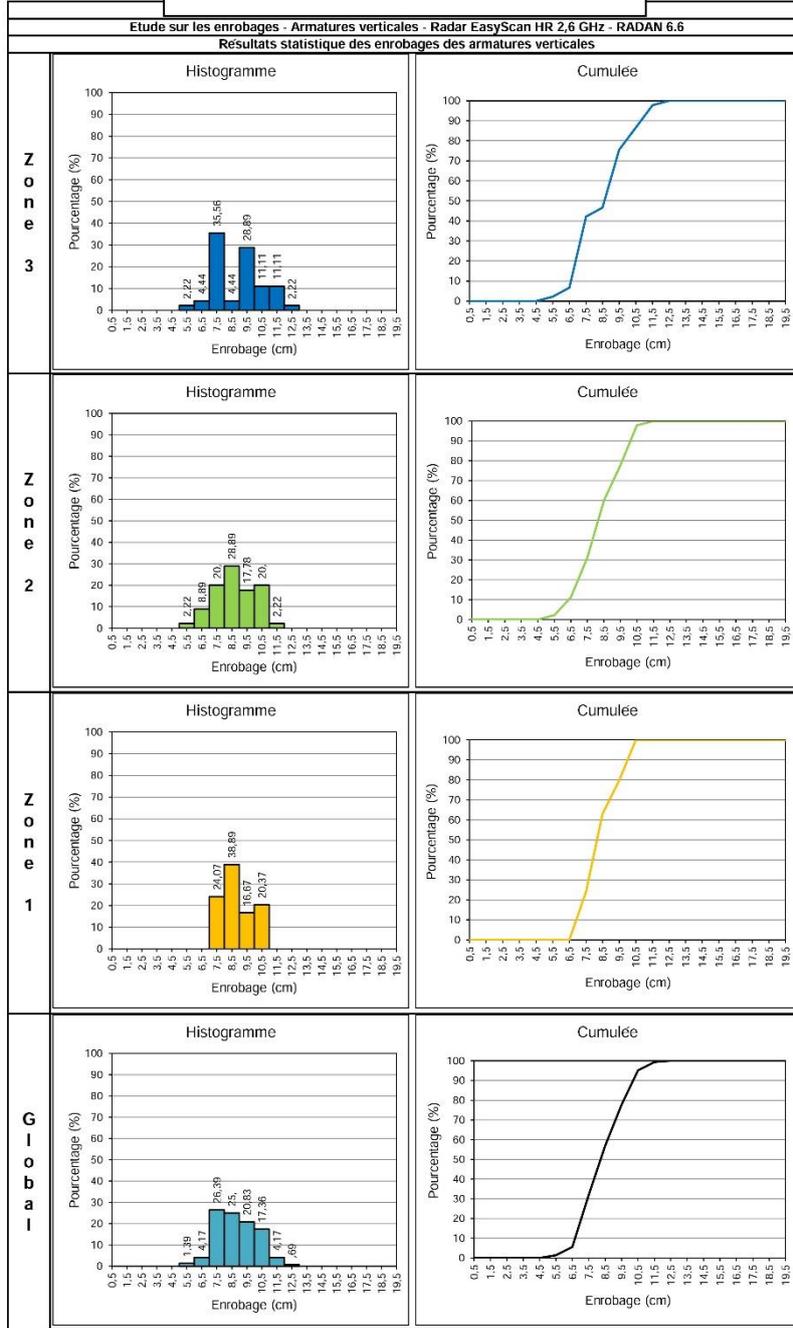
Echelle des enrobages (cm)	
20	
19	
18	
17	
16	
15	
14	
13	
12	
11	
10	
9	
8	
7	
6	
5	
4	
3	
2	
1	

Moy. Théorique correspond à l'enrobage moyen des armatures verticales d'après les plans de construction

Annexe 3 : Rapport sur les épaisseurs d'enrobage de la Pile K – Face C

8

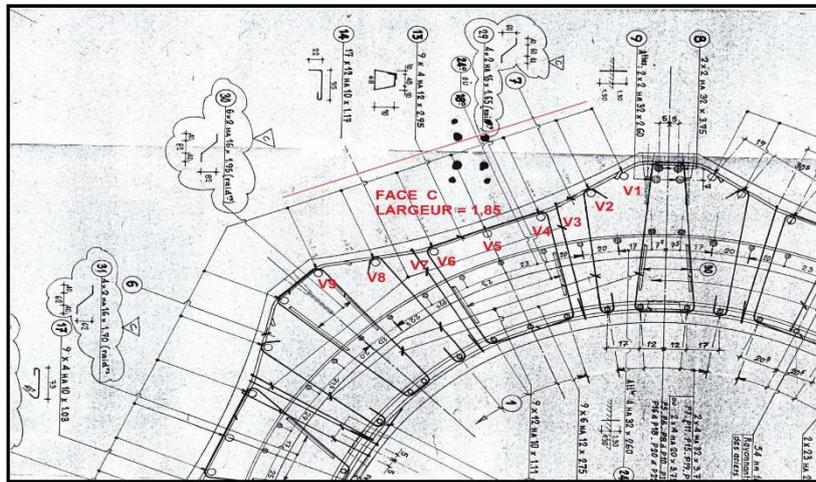
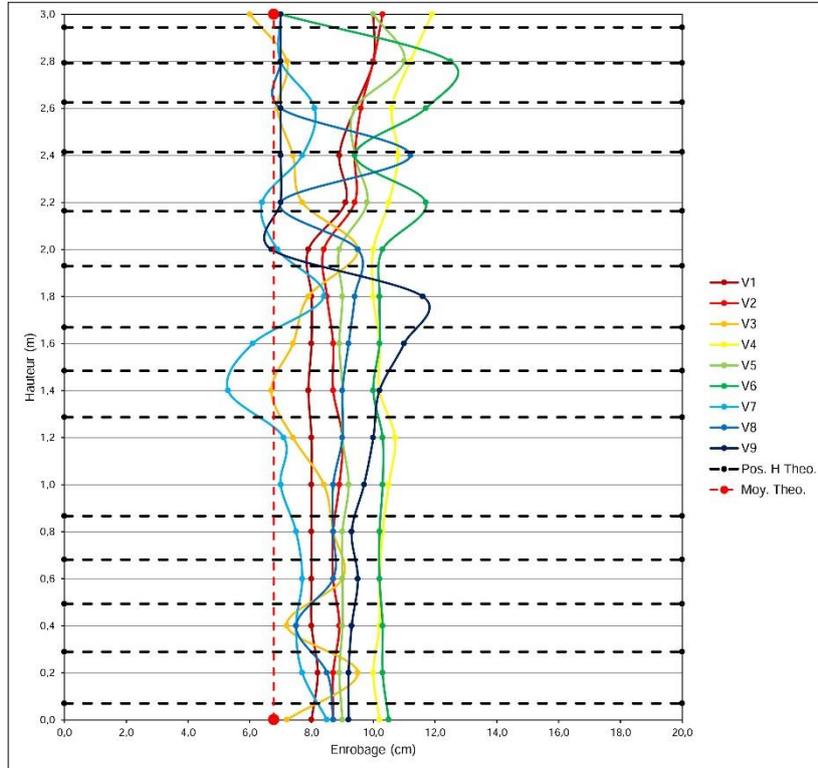
CONFIDENTIEL



	Min (cm)	Max (cm)	Moy (cm)	Ecart-type (cm)	Enrobages caractéristiques 5% (cm)	Enrobages caractéristiques 95% (cm)	Nombre de mesures
Zone 3	6,0	12,5	8,8	1,7	6,1	11,2	45
Zone 2	5,3	11,6	8,9	1,3	5,8	10,4	45
Zone 1	7,0	10,5	8,9	1,0	6,7	10,3	54
Global	5,3	12,5	8,9	1,4	6,4	10,5	144

CONFIDENTIEL

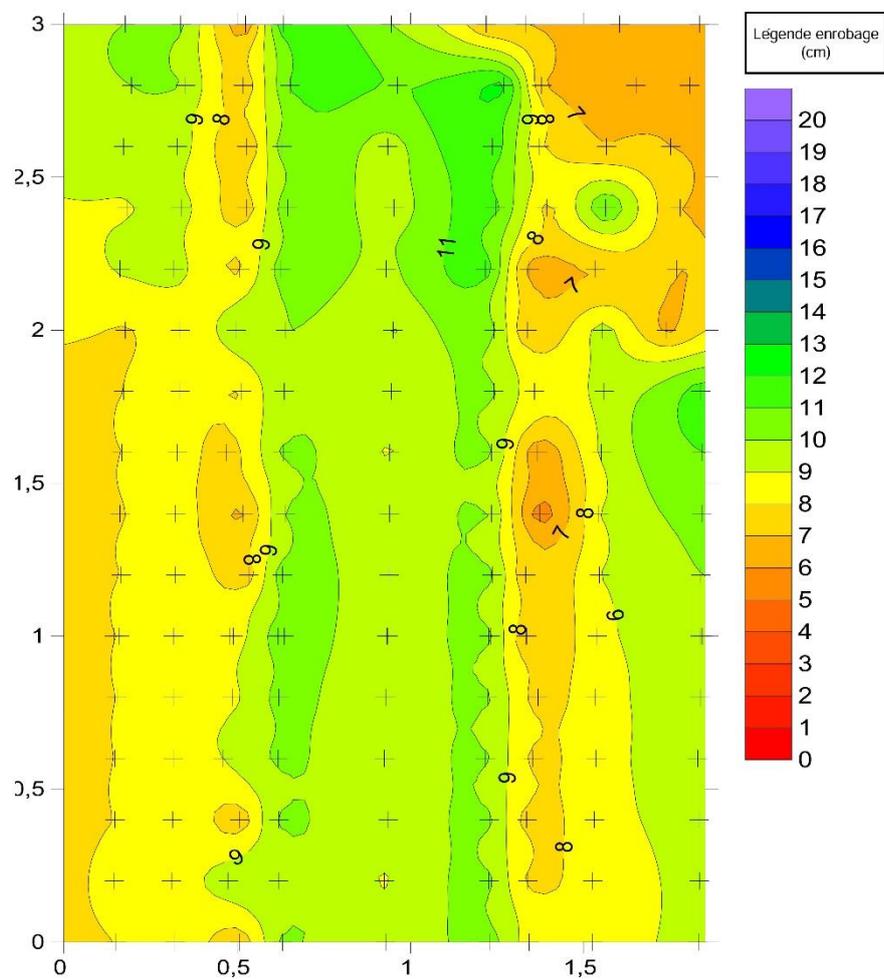
Etude sur les enrobages - Armatures verticales - Radar EasyScan HR 2,6 GHz - RADAN 6.6
Représentation des enrobages des armatures verticales en fonction de la hauteur



FORME DU COFFRAGE

CONFIDENTIEL

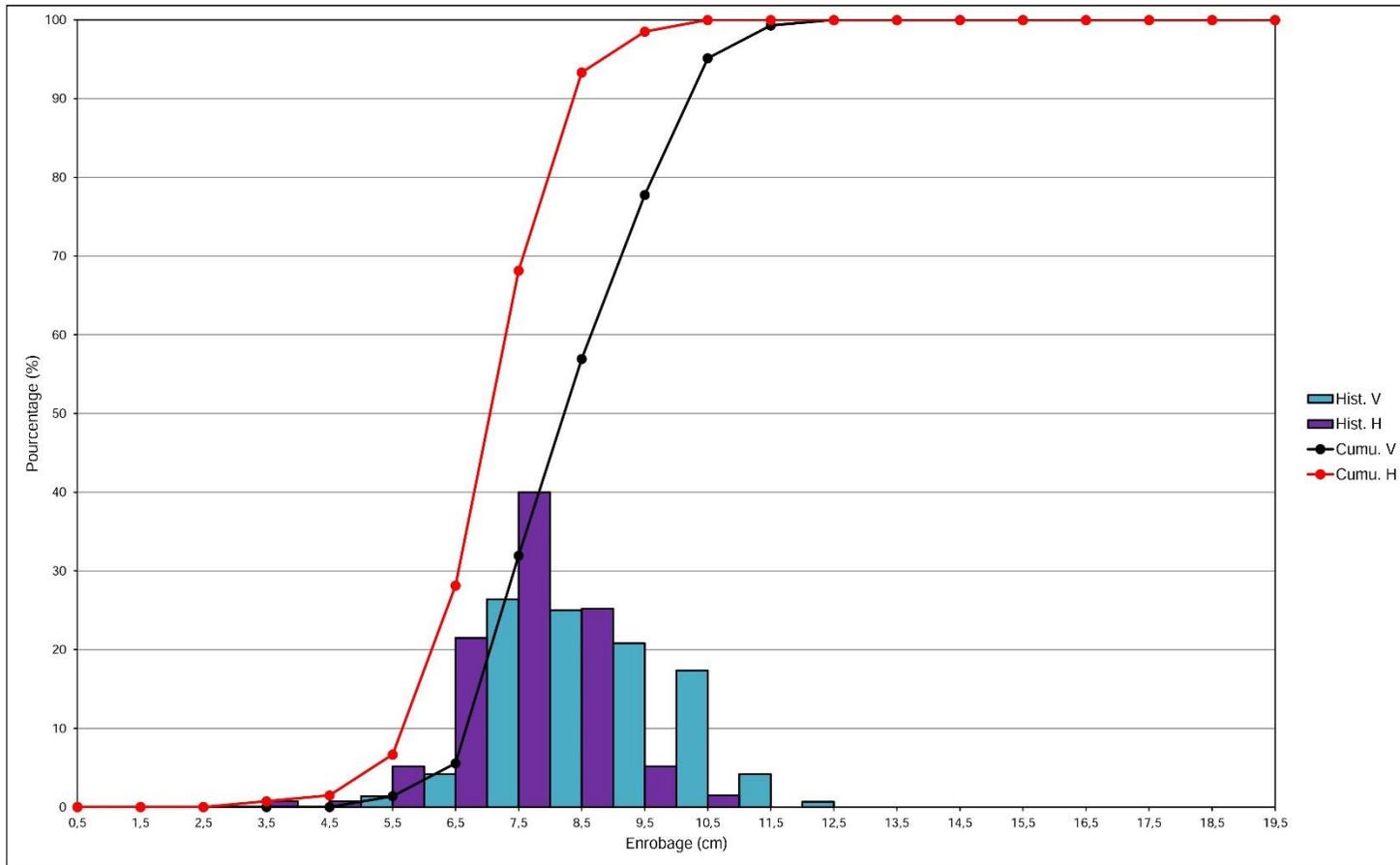
Etude sur les enrobages - Armatures verticales - Radar EasyScan HR 2,6 GHz - RADAN 6.6
Cartographie SURFER des enrobages des armatures verticales



Annexe 3 : Rapport sur les épaisseurs d'enrobage de la Pile K – Face C

CONFIDENTIEL

Etude sur les enrobages - Synthèse - Radar EasyScan HR 2,6 GHz - RADAN 6.6
Résultats statistique des enrobages des armatures (horizontales et verticales)

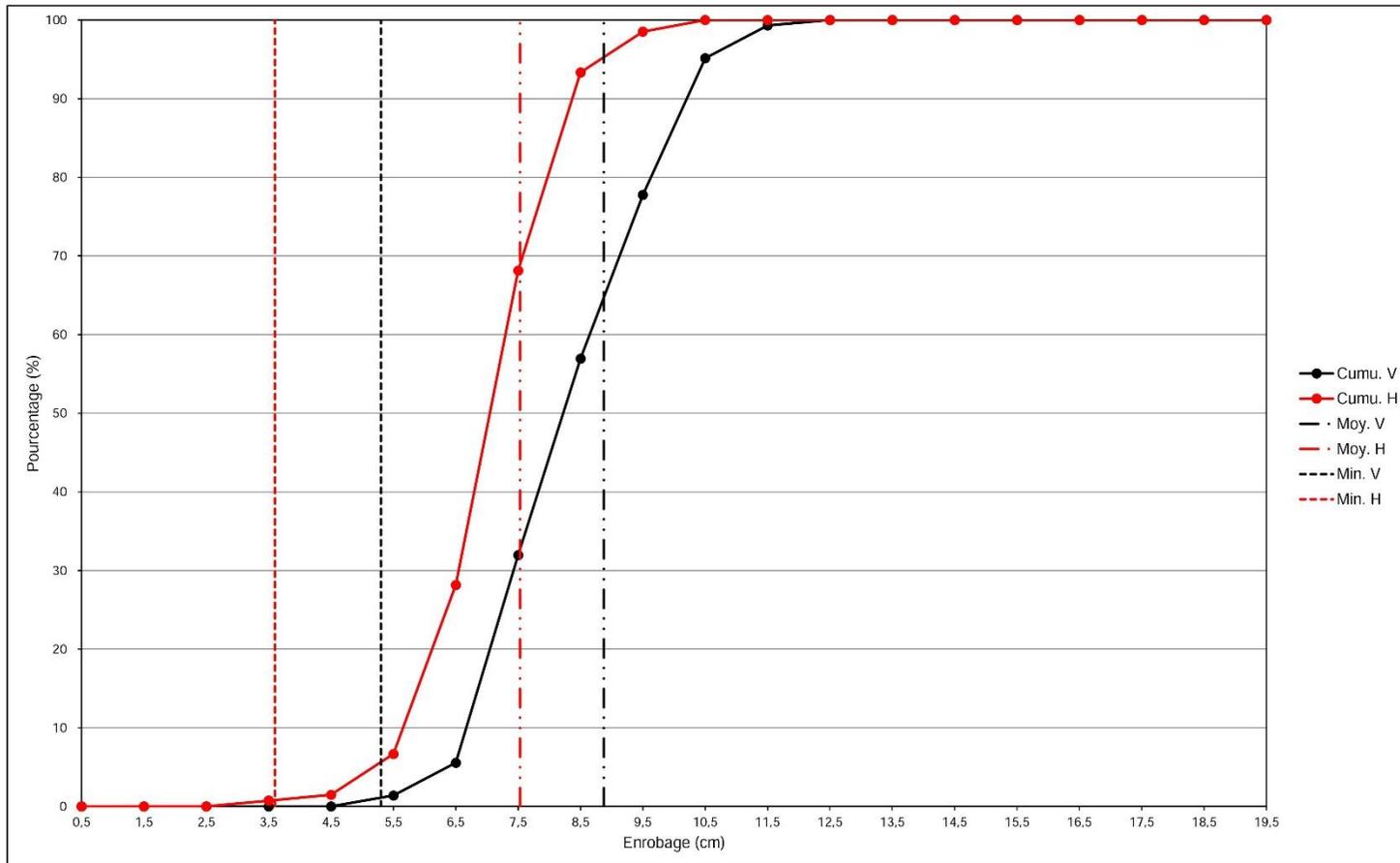


Annexe 3 : Rapport sur les épaisseurs d'enrobage de la Pile K – Face C

12

CONFIDENTIEL

Etude sur les enrobages - Synthèse - Radar EasyScan HR 2,6 GHz - RADAN 6.6
Résultats statistique des enrobages des armatures (horizontales et verticales)



Annexe 4 : Protocole expérimental de la mesure de résistivité électrique du béton

1. EPI

1. Gilet de sauvetage
2. Chaussures de sécurité
3. Vêtements de travail
4. Casque
5. Gants
6. Blouson ou gilet fluorescent

2. Outillages et accessoires à prévoir

1. Mallette de transport PROCEQ

3. Préparation et vérification du matériel

1. Allumer le RésiPod
 - Appuyer simultanément sur les 2 boutons situés sur le côté de l'appareil
2. Vérifier le bon fonctionnement de l'appareil
 - Plaque de test fournie dans la mallette de transport

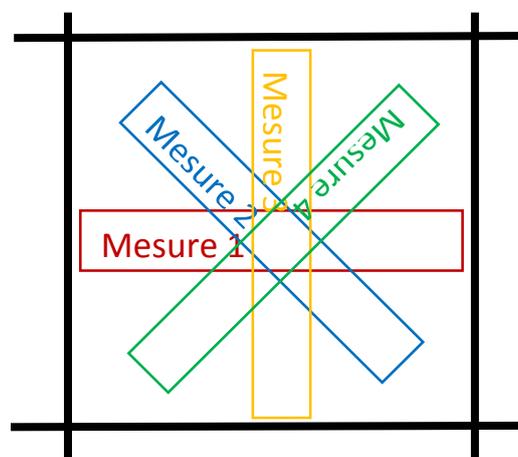
4. Protocole de mesure

4.1 Marée montante

Les mesures s'effectuent :

- **Maille par maille : horizontalement de gauche à droite**
- **Ligne par ligne : verticalement de bas en haut**

1. Compléter l'heure de début des mesures de la fiche terrain sur le PC
2. Humidifier la première ligne de mesure située en bas de la zone
3. Effectuer les 4 mesures dans la première maille de gauche, suivant le schéma suivant :
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
 - **NOTA** : Si la géométrie de la maille ne permet d'effectuer les 4 mesures sans être « à cheval » sur une armature → FAIRE UNIQUEMENT LES MESURES POSSIBLES



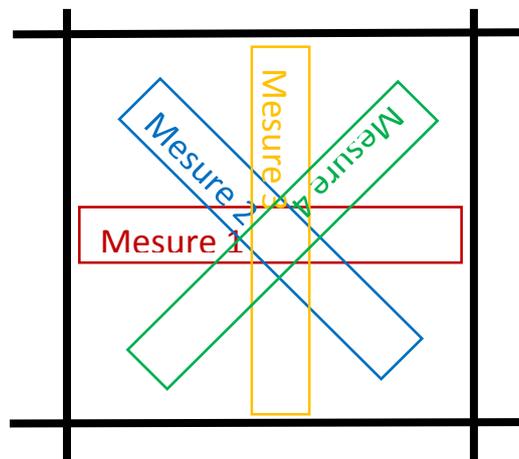
4. Répéter les 4 mesures dans la maille de droite
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
 - **NOTA** : Si la géométrie de la maille ne permet d'effectuer les 4 mesures sans être « à cheval » sur une armature → FAIRE UNIQUEMENT LES MESURES POSSIBLES
5. ... etc
6. Humidifier la seconde ligne de mesure située au-dessus de la précédente
7. Effectuer les 4 mesures dans la première maille de gauche, suivant le schéma suivant :
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
 - **NOTA** : Si la géométrie de la maille ne permet d'effectuer les 4 mesures sans être « à cheval » sur une armature → FAIRE UNIQUEMENT LES MESURES POSSIBLES
8. Répéter les 4 mesures dans la maille de droite
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
 - **NOTA** : Si la géométrie de la maille ne permet d'effectuer les 4 mesures sans être « à cheval » sur une armature → FAIRE UNIQUEMENT LES MESURES POSSIBLES
9. ... etc jusqu'à avoir réalisé toutes les mesures sur la zone complète
 - Compléter l'heure de fin sur la fiche terrain sur le PC

4.2 Marée descendante

Les mesures s'effectuent :

- Maille par maille : horizontalement de gauche à droite
- Ligne par ligne : verticalement de haut en bas

1. Compléter l'heure de début des mesures de la fiche terrain sur le PC
2. Humidifier la première ligne de mesure située en haut de la zone
3. Effectuer les 4 mesures dans la première maille de gauche, suivant le schéma suivant :
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
 - **NOTA** : Si la géométrie de la maille ne permet d'effectuer les 4 mesures sans être « à cheval » sur une armature → FAIRE UNIQUEMENT LES MESURES POSSIBLES



4. Répéter les 4 mesures dans la maille de droite
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
 - **NOTA** : Si la géométrie de la maille ne permet d'effectuer les 4 mesures sans être « à cheval » sur une armature → FAIRE UNIQUEMENT LES MESURES POSSIBLES
5. ... etc
6. Humidifier la seconde ligne de mesure située en-dessous de la précédente
7. Effectuer les 4 mesures dans la première maille de gauche, suivant le schéma suivant :
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
 - **NOTA** : Si la géométrie de la maille ne permet d'effectuer les 4 mesures sans être « à cheval » sur une armature → FAIRE UNIQUEMENT LES MESURES POSSIBLES
8. Répéter les 4 mesures dans la maille de droite
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
 - **NOTA** : Si la géométrie de la maille ne permet d'effectuer les 4 mesures sans être « à cheval » sur une armature → FAIRE UNIQUEMENT LES MESURES POSSIBLES
9. ... etc jusqu'à avoir réalisé toutes les mesures sur la zone complète
 - Compléter l'heure de fin sur la fiche terrain sur le PC

Annexe 5 : Protocole expérimental de la mesure de potentiel de corrosion des armatures horizontales

1. EPI

1. Gilet de sauvetage
2. Chaussures de sécurité
3. Vêtements de travail
4. Casque
5. Gants
6. Blouson ou gilet fluorescent

2. Outillages et accessoires à prévoir

1. Malette de transport PROCEQ
2. Pince crocodile
3. Brosse métallique
4. Solution de Cu/CuSO₄ saturée

3. Sur le site

1. Retirer le capot de protection qui protège la connexion à l'armature
2. Enlever la graisse
 - Couteau, papier, dégraissant ...
3. Connecter la pince crocodile à la connexion à l'armature
 - Retirer la couche d'oxyde si elle existe jusqu'au métal sain
 - Brosse métallique / meuleuse
4. Rincer et humidifier la connexion à l'armature

4. Préparation et vérification du matériel

1. Faire le niveau de la barre (solution de Cu/CuSO₄ saturée)
2. Réaliser les branchements suivants :
 - Electrode à barre au moniteur → **INPUT A**
 - Connexion à l'armature au moniteur → **GND**
3. Allumer le moniteur (ON/OFF)
4. Appuyer sur MENU
5. Utiliser les flèches directionnelles pour sélectionner OBJECT N°, appuyer sur START
 - Modifier le numéro de l'objet
 - **NE PAS UTILISER L'OBJET n°1 → Fichier de démonstration, les valeurs sont restaurées à chaque allumage.**
 - **Compléter la fiche terrain sur le PC**
 - Valider en appuyant sur MENU
6. Utiliser les flèches directionnelles pour sélectionner ELECTRODE, appuyer sur START
 - Capteur de déplacement : NON
 - Nombre d'électrodes : 1
 - Mesures automatiques : OUI
7. Utiliser les flèches directionnelles pour sélectionner XY-GRID, appuyer sur START
 - X-GRID : 020
 - Y-GRID : 020
8. Appuyer sur END
9. Vérifier le bon fonctionnement de l'appareil
 - Maintenir la roue verticalement « en l'air »
 - La valeur affichée doit être stable et proche de 0mV (+/- 5 mV)

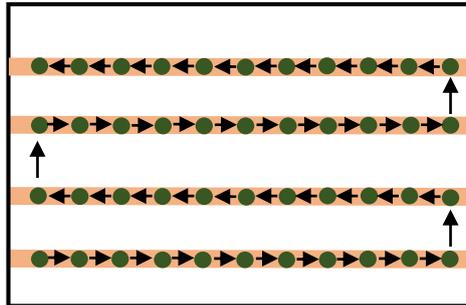


5. Protocole de mesure

5.1 Marée montante

Les mesures s'effectuent horizontalement et de bas en haut

1. Humidifier le parement à l'eau douce pendant ~ 30 s
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
2. Appuyer sur START pour afficher l'écran de mesure
3. Mouiller l'éponge
4. Appuyer X fois sur la FLECHE DIRECTIONNELLE BAS
 - X est le nombre d'armatures horizontales
5. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE DROITE
6. Placer l'électrode sur le 1^{er} point de mesure ou le 1^{er} nœud situé en bas à gauche, comme indiqué sur le schéma suivant :



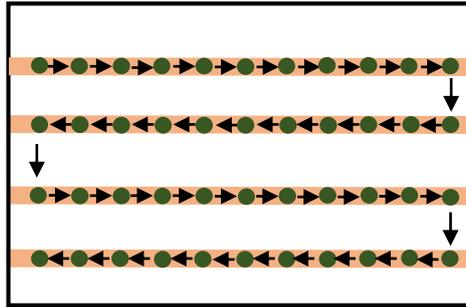
7. Au BIP SONORE la mesure est prise
8. Déplacer l'électrode sur le 2^{ème} point de mesure ou sur le 2^{ème} nœud situé à droite
9. Au BIP SONORE la mesure est prise
10. ... etc jusqu'à avoir la ligne de mesure (36 points de mesure ou 8 nœuds)
11. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE HAUT
12. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE HAUT
13. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE GAUCHE
14. Mouiller l'éponge
15. Placer l'électrode sur le 37^{ème} point de mesure ou sur le 9^{ème} nœud, situé au-dessus
16. Au BIP SONORE la mesure est prise
17. Placer l'électrode sur le 38^{ème} point de mesure ou sur le 10^{ème} nœud, situé à gauche
18. Au BIP SONORE la mesure est prise
19. ... etc jusqu'à avoir la ligne de mesure (36 points mesures ou 8 nœuds)
20. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE HAUT
21. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE HAUT
22. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE DROITE
23. Mouiller l'éponge
24. Placer l'électrode sur le 73^{ème} point de mesure ou 17^{ème} nœud, situé au-dessus
25. Au BIP SONORE la mesure est prise
26. Placer l'électrode sur le 74^{ème} point de mesure ou 11^{ème} nœud, situé à droite
27. Au BIP SONORE la mesure est prise
28. ... etc, jusqu'à avoir finie toutes les mesures sur toutes les lignes
29. Appuyer sur END pour sauvegarder le fichier de mesure
 - Compléter la fiche terrain sur le PC

5.2 Marée descendante

Les mesures s'effectuent horizontalement et de haut en bas

1. Humidifier le parement à l'eau douce pendant ~ 30 s
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
2. Attendre 5 min
3. Ré-humidifier le parement à l'eau douce pendant ~30 s
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
4. Appuyer sur START pour afficher l'écran de mesure
5. Mouiller l'éponge

- Placer l'électrode sur le 1^{er} point de mesure ou le 1^{er} nœud situé en haut à gauche, comme indiqué sur le schéma suivant :



- Au BIP SONORE la mesure est prise
- Déplacer l'électrode sur le 2^{ème} point de mesure ou 2^{ème} nœud, situé à droite
- Au BIP SONORE la mesure est prise
- ... etc jusqu'à avoir la ligne de mesure (36 points de mesures ou 8 nœuds)
- Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE BAS
- Mouiller l'éponge
- Placer l'électrode sur le 37^{ème} point de mesure ou sur le 9^{ème} nœud, situé au-dessus
- Au BIP SONORE la mesure est prise
- Placer l'électrode sur le 38^{ème} point de mesure ou sur le 10^{ème} nœud, situé à gauche
- Au BIP SONORE la mesure est prise
- ... etc jusqu'à avoir la ligne de mesure (36 points de mesures ou 8 nœuds)
- Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE BAS
- Mouiller l'éponge
- Placer l'électrode sur le 73^{ème} point de mesure ou 17^{ème} nœud, situé au-dessus
- Au BIP SONORE la mesure est prise
- Placer l'électrode sur le 74^{ème} point de mesure ou 18^{ème} nœud, situé à droite
- Au BIP SONORE la mesure est prise
- ... etc, jusqu'à avoir finie toutes les mesures sur toutes les lignes
- Appuyer sur END pour sauvegarder le fichier de mesure
 - Compléter la fiche terrain sur le PC

Annexe 6 : Protocole expérimental de la mesure de potentiel de corrosion des armatures verticales

1. EPI

1. Gilet de sauvetage
2. Chaussures de sécurité
3. Vêtements de travail
4. Casque
5. Gants
6. Blouson ou gilet fluorescent

2. Outillages et accessoires à prévoir

1. Malette de transport PROCEQ
2. Pince crocodile
3. Brosse métallique
4. Solution de Cu/CuSO₄ saturée

3. Sur le site

1. Retirer le capot de protection qui protège la connexion à l'armature
2. Enlever la graisse
 - Couteau, papier, dégraissant ...
3. Connecter la pince crocodile à la connexion à l'armature
 - Retirer la couche d'oxyde si elle existe jusqu'au métal sain
 - Brosse métallique / meuleuse
4. Rincer et humidifier la connexion à l'armature

4. Préparation et vérification du matériel

1. Faire les niveaux de la roue (eau + solution de Cu/CuSO₄ saturée)
2. Réaliser les branchements suivants :
 - Capteur de déplacement au moniteur → **INPUT B**
 - Electrode à roue au moniteur → **INPUT A**
 - Connexion à l'armature au moniteur → **GND**
3. Allumer le moniteur (ON/OFF)
4. Appuyer sur MENU
5. Utiliser les flèches directionnelles pour sélectionner OBJECT N°, appuyer sur START
 - Modifier le numéro de l'objet
 - **NE PAS UTILISER L'OBJET n°1 → Fichier de démonstration, les valeurs sont restaurées à chaque allumage.**
 - **Compléter la fiche terrain sur le PC**
 - Valider en appuyant sur MENU
6. Utiliser les flèches directionnelles pour sélectionner ELECTRODE, appuyer sur START
 - Capteur de déplacement : OUI
 - Nombre d'électrodes : 1
 - Mesures automatiques : OUI
7. Utiliser les flèches directionnelles pour sélectionner XY-GRID, appuyer sur START
 - X-GRID : 020
 - Y-GRID : 020
8. Appuyer sur END
9. Vérifier le bon fonctionnement de l'appareil
 - Maintenir la roue verticalement « en l'air »



- La valeur affichée doit être stable et proche de 0mV (+/- 20 mV)

5. Protocole d'humidification

5.1 Marée montante

1. Humidifier le parement à l'eau douce pendant ~ 30 s
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
2. Attendre 5 min
3. Ré-humidifier le parement à l'eau douce pendant ~30 s
 - Compléter la fiche terrain sur le PC

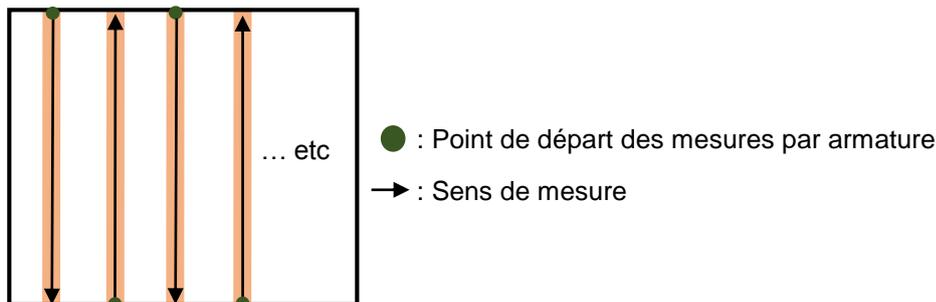
5.2 Marée descendante

1. Humidifier le parement à l'eau douce pendant ~ 30 s
 - Compléter la fiche terrain sur le PC

6. Protocole de mesure

Les mesures démarrent en haut à gauche de la zone et s'effectuent verticalement de gauche à droite.

1. Appuyer sur START pour afficher l'écran de mesure
2. Débuter les mesures, d'après le schéma ci-dessous :



3. Positionner la roue en haut sur la première armature verticale
4. Appuyer sur START pour commencer l'acquisition
5. Déplacer la roue verticalement de haut en bas le long de l'armature, sur une distance de 1m
6. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE DROITE pour mettre en pause l'acquisition
7. Placer la roue en bas de la deuxième armature verticale
8. Appuyer sur START pour reprendre l'acquisition
9. Déplacer la roue verticalement de bas en haut
10. L'enregistrement des mesures s'arrête automatiquement lorsque 1m de mesure est effectué
11. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE DROITE pour déplacer le curseur
12. Placer la roue en haut sur la troisième armature verticale
13. Appuyer sur START pour reprendre l'acquisition
14. Déplacer la roue verticalement de haut en bas
15. ... etc
16. Appuyer sur END pour sauvegarder le fichier de mesure
 - Compléter la fiche terrain sur le PC

Annexe 7 : Protocole expérimental de la mesure de densité de courant de corrosion des armatures

1. EPI

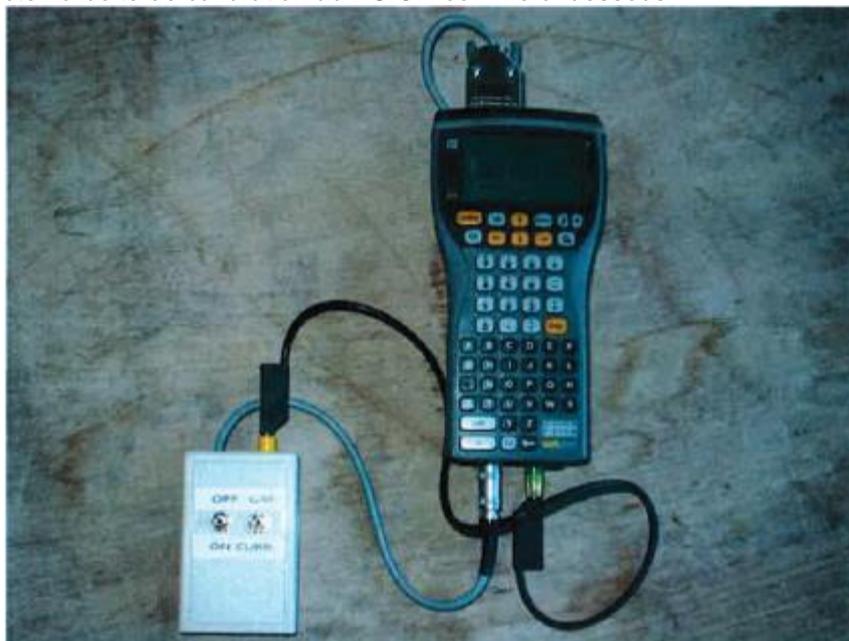
1. Gilet de sauvetage
2. Chaussures de sécurité
3. Vêtements de travail
4. Casque
5. Gants
6. Blouson ou gilet fluorescent

2. Outillages et accessoires à prévoir

1. Malette de transport GERMANN INSTRUMENT
2. Pince crocodile
3. Brosse métallique

3. Calibration de l'appareil

1. L'appareil est calibré à la livraison et est prêt à être utilisé.
2. Un message peut apparaître à l'écran demandant une calibration : « A CALIBRATION IS REQUIRED »
3. Vérifier la tension de la pile de la boîte de calibration
 - o < 9 V : changer la pile
4. Connecter la boîte de calibration au PSION comme ci-dessous



5. Allumer le PSION (On/Esc), sélectionner FORCE et appuyer sur ENTER.
6. Appuyer sur MENU et sélectionner SETTINGS.
7. Sélectionner Save et ENTER.
8. Sélectionner Calibrate, situé en-dessous de Save.
9. Placer les curseurs de la boîte de calibration sur OFF et GAIN.
10. Appuyer sur la touche O → calibration de l'offset

11. Placer les curseurs de la boîte de calibration sur ON et GAIN.
12. Appuyer sur la G → calibration du Gain.
13. Placer les curseurs de la boîte de calibration sur ON et CURR.
14. Appuyer sur C → calibration du courant.
15. Placer les curseurs de la boîte de calibration sur OFF et CURR.
16. Appuyer sur ENTER
17. Le PSION est calibré
18. Appuyer sur MENU et sélectionner SETTINGS.
19. Sélectionner TIME et ENTER.
 - Régler la valeur du temps de polarisation sur 30 s
 - Appuyer sur ENTER
20. Sélectionner CURRENT et ENTER.
 - Régler la valeur du courant de polarisation sur 100 μ A
 - Appuyer sur ENTER
21. Sélectionner REBAR et ENTER.
 - Régler la valeur du diamètre des armatures sur 32 mm
 - Descendre sur CALC AREA
 - Appuyer sur ENTER

4. Sur le site

1. Retirer le capot de protection qui protège la connexion à l'armature
2. Enlever la graisse
 - Couteau, papier, dégraissant ...
3. Connecter la pince crocodile à la connexion à l'armature
 - Retirer la couche d'oxyde si elle existe jusqu'au métal sain
 - Brosse métallique / meuleuse
4. Rincer et humidifier la connexion à l'armature

5. Préparation et vérification du matériel

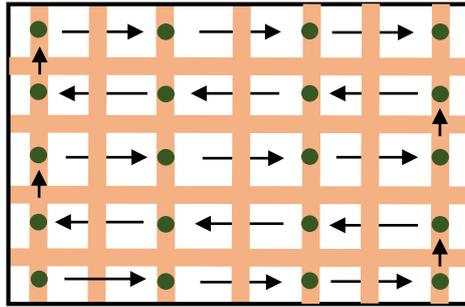
1. Inspecter les anneaux de l'appareil
 - Si ils sont corrodés, nettoyer en utilisant de la toile émeri et les rincer à l'eau douce
2. Connecter l'électrode au PSION
3. Allumer le PSION (On/Esc), sélectionner FORCE et appuyer sur ENTER.
4. Vérifier le bon fonctionnement de l'appareil
 - Appuyer sur MENU et sélectionner FILE
 - Sélectionner NEW HCP et appuyer sur ENTER
 - Name : Test
 - Maintenir l'électrode verticalement « en l'air »
 - Appuyer sur « M »
 - La valeur affichée doit être stable et proche de 0mV (+/- 5 mV)

6. Protocole de mesure

6.1 Marée montante

Les mesures s'effectuent horizontalement et de bas en haut

1. Appuyer sur MENU et sélectionner FILE
2. Sélectionner NEW PULSE et appuyer sur ENTER
 - Name : Nommer le fichier (P_F_Z_)
 - **Compléter la fiche terrain sur le PC**
3. Appuyer sur ENTER
4. Humidifier le parement à l'eau douce pendant ~ 30 s
 - **Compléter la fiche terrain sur le PC**
5. Mouiller l'éponge
6. Placer l'électrode sur le premier point de mesure situé en bas à gauche, comme indiqué sur le schéma suivant :

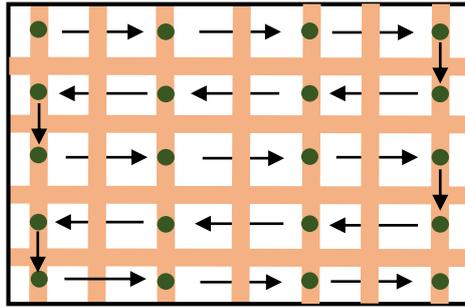


7. Appuyer sur M
8. Attendre la fin de la mesure
9. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE DROITE (2 ; 1)
10. Placer l'électrode sur le second point de mesure, situé à droite
11. Appuyer sur M
12. Attendre la fin de la mesure
13. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE DROITE (3 ; 1)
14. Placer l'électrode sur le troisième point de mesure, situé à droite
15. Appuyer sur M
16. Attendre la fin de la mesure
17. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE DROITE (4 ; 1)
18. Placer l'électrode sur le quatrième point de mesure, situé à droite
19. Appuyer sur M
20. Attendre la fin de la mesure
21. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE HAUT (4 ; 2)
22. Mouiller l'éponge
23. Placer l'électrode sur le cinquième point de mesure, situé au-dessus
24. Appuyer sur M
25. Attendre la fin de la mesure
26. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE GAUCHE (3 ; 2)
27. Placer l'électrode sur le sixième point de mesure, situé à gauche
28. Appuyer sur M
29. Attendre la fin de la mesure
30. ... etc
31. Appuyer sur MENU et sélectionner FILE
32. Sélectionner EXIT et appuyer sur ENTER pour sauvegarder le fichier de mesure
 - Compléter l'heure de fin sur la fiche terrain sur le PC

6.2 Marée descendante

Les mesures s'effectuent horizontalement et de haut en bas

1. Appuyer sur MENU et sélectionner FILE
2. Sélectionner NEW PULSE et appuyer sur ENTER
 - Name : Nommer le fichier (P_F_Z_)
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
3. Appuyer sur ENTER
4. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE HAUT jusqu'à atteindre : (1 ; X)
 - X : correspond aux nombre d'armatures horizontales sur la zone
5. Humidifier le parement à l'eau douce pendant ~ 30 s
 - Compléter la fiche terrain sur le PC
6. Mouiller l'éponge
7. Placer l'électrode sur le premier point de mesure situé en haut à gauche, comme indiqué sur le schéma suivant :



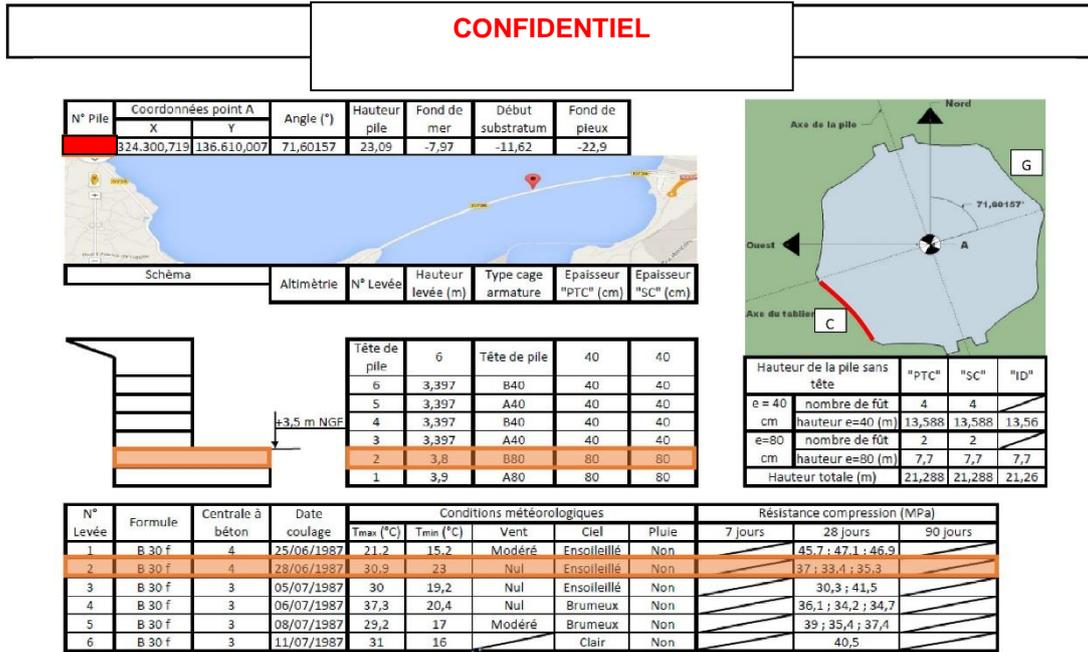
8. Appuyer sur M
9. Attendre la fin de la mesure
10. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE DROITE (2 ; X)
11. Placer l'électrode sur le second point de mesure, situé à droite
12. Appuyer sur M
13. Attendre la fin de la mesure
14. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE DROITE (3 ; X)
15. Placer l'électrode sur le troisième point de mesure, situé à droite
16. Appuyer sur M
17. Attendre la fin de la mesure
18. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE DROITE (4 ; X)
19. Placer l'électrode sur le quatrième point de mesure, situé à droite
20. Appuyer sur M
21. Attendre la fin de la mesure
22. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE BAS (4 ; X-1)
23. Mouiller l'éponge
24. Placer l'électrode sur le cinquième point de mesure, situé en-dessous
25. Appuyer sur M
26. Attendre la fin de la mesure
27. Appuyer sur la FLECHE DIRECTIONNELLE GAUCHE (3 ; X-1)
28. Placer l'électrode sur le sixième point de mesure, situé à gauche
29. Appuyer sur M
30. Attendre la fin de la mesure
31. ... etc
32. Appuyer sur MENU et sélectionner FILE
33. Sélectionner EXIT et appuyer sur ENTER pour sauvegarder le fichier de mesure
 - Compléter l'heure de fin sur la fiche terrain sur le PC

Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DéCoF-Ré

Diagnostic de corrosion

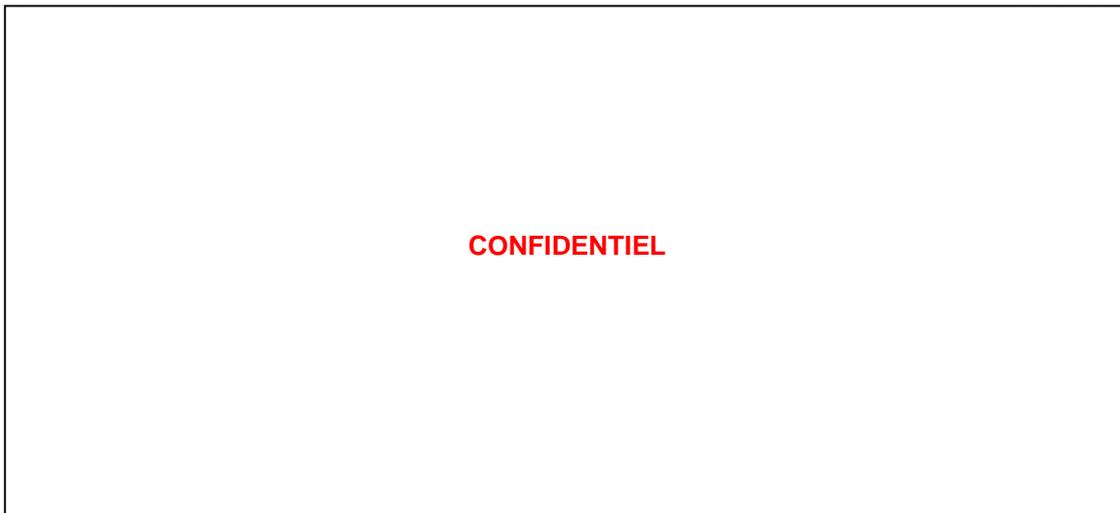
Pont de l'île de Ré



PTC : Plan Tel que Construit

SC : Situation Chantier

ID : Inspection Détaillée



Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DéCoF-Ré

Diagnostic de corrosion

Pont de l'île de Ré

CONFIDENTIEL

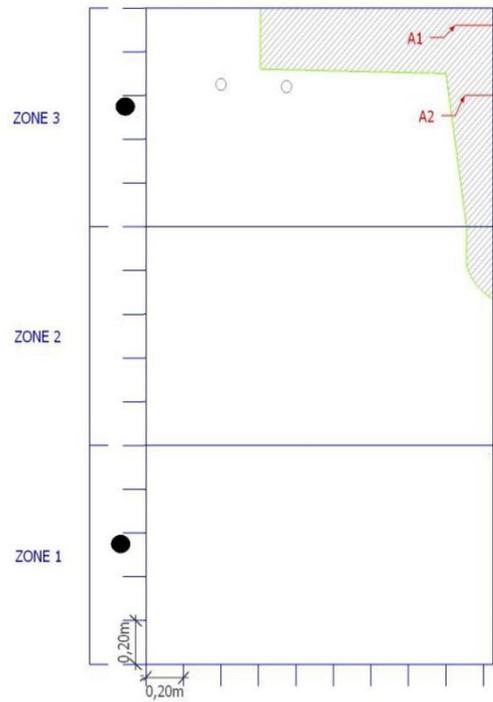


Armature	Enrobage (mm)	Diamètre (mm)
VT	80	32
HZ Sup	65	16
HZ Inf	65	16

Etat	Légère oxydation
------	------------------

Armature	Enrobage (mm)	Diamètre (mm)
VT	75	32
HZ Sup	55	16
HZ Inf	55	16

Etat	Sain
------	------



- Eclat de béton
- Eclat de béton avec trace de rouille
- Epaufrure
- Réparation
- Fissure
- Fissure calcifiée
- Acier apparent
- Trou de coffrage

Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DéCoF-Ré

Diagnostic de corrosion

Pont de l'île de Ré

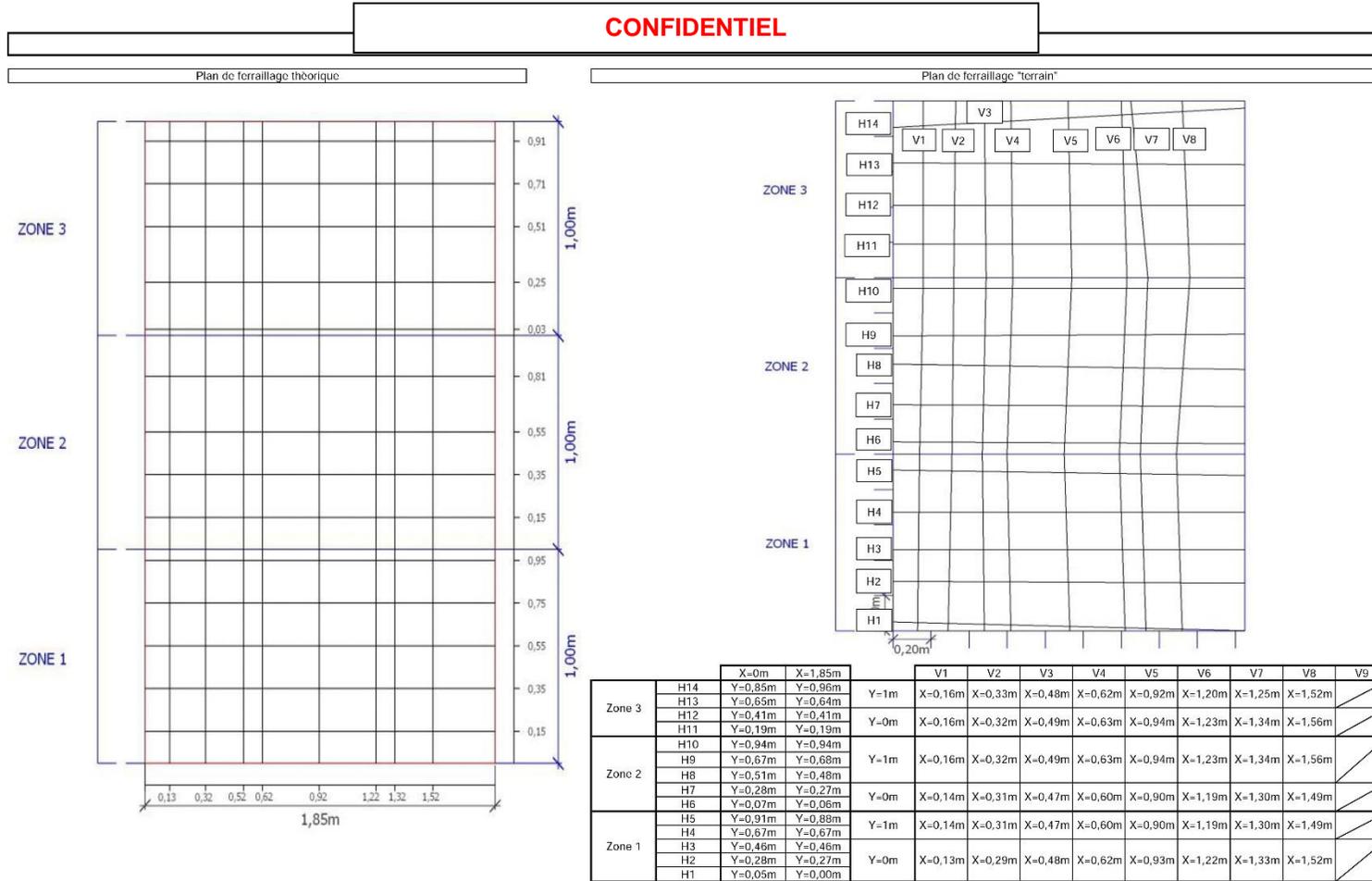
CONFIDENTIEL

Type de désordre : Epaufure	
Photographie	
	

Type de désordre : Aciers apparents				
N° Eclat	Zone	Longueur (cm)	Position (cm)	Photographie
A1	3	20	X = 185	
			Y = 92	
A2	3	15	X = 185	
			Y = 15	

Type de désordre : Trou de coffrage				
Zone	Diamètre (mm)	Position Trou (cm)	Position Trou (cm)	Photographie
3	55	X = 40	X = 75	
		Y = 65	Y = 64	

Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C



Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DéCoF-Ré

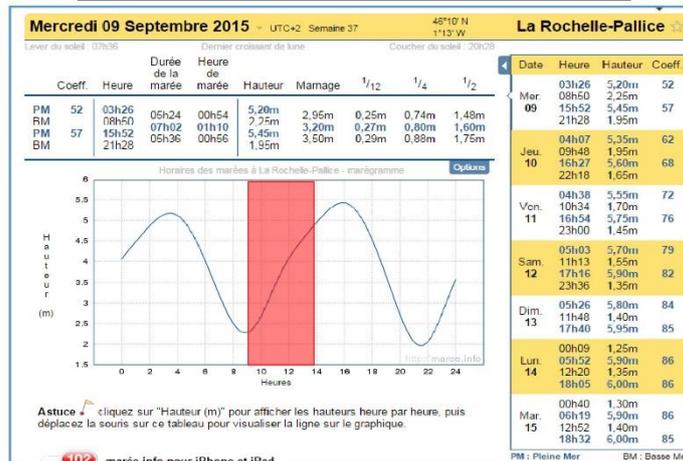
Diagnostic de corrosion

Pont de l'île de Ré

CONFIDENTIEL

Semaine d'intervention : 37, du 7 au 11 septembre

	Lundi 7	Mardi 8	Mercredi 9	Jeudi 10	Vendredi 11
3h00		RDV Port			
3h30		Départ pile n° 21			
4h00		Diagnostic de corrosion : Face G	RDV Port		
4h30					
5h				RDV Port	
5h30	RDV Port			Départ pile n° 5	
6h	Départ pile n° 21				RDV Port
6h30	Préparation pile		Diagnostic de corrosion : Face G		Départ pile n° 13
7h					
7h30			Pause		
8h				Préparation pile	Image radar
8h30					
9h				Pause	
9h30					
10h			Diagnostic de corrosion : Face C		
10h30				Départ pile n° 6	
11h					
11h30			Diagnostic de corrosion : Face C		
12h					
12h30					
13h	Pause			Préparation pile	
13h30					
14h	Départ pile n° 23				
14h30	Préparation pile				
15h					
15h30					
16h					
16h30	Vent fort > 35km/h				
17h					
17h30					
18h					
18h30					
19h					
19h30					
20h					



Plage horaire de travail

Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DéCoF-Ré

Diagnostic de corrosion

Pont de l'île de Ré

CONFIDENTIEL

Semaine d'intervention : 37, du 7 au 11 septembre

Horaires du diagnostic : mercredi 9 septembre, de 9h à 13h30

CONDITIONS CLIMATIQUES et MARITIMES

N° semaine	37
Date (jj/mm/année)	09/09/2015
Intervenant 1 (Nom - Prénom)	Lucas Bourreau
Intervenant 2 (Nom - Prénom)	Julien Schneider
Intervenant 3 (Nom - Prénom)	
Pile (P1 à P28)	
Heure début (ex 10h30)	4h00
Heure fin (ex 17h30)	13h30

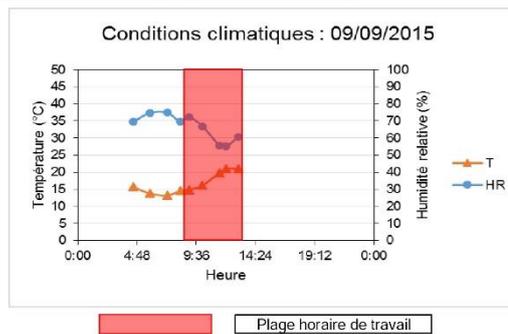
Conditions maritimes

Statut marée		Pleine mer		Basse mer		Coefficient
Montante	Descendante	Niveau	Heure	Niveau	Heure	
		5,2	3h26	2,25	8h50	52

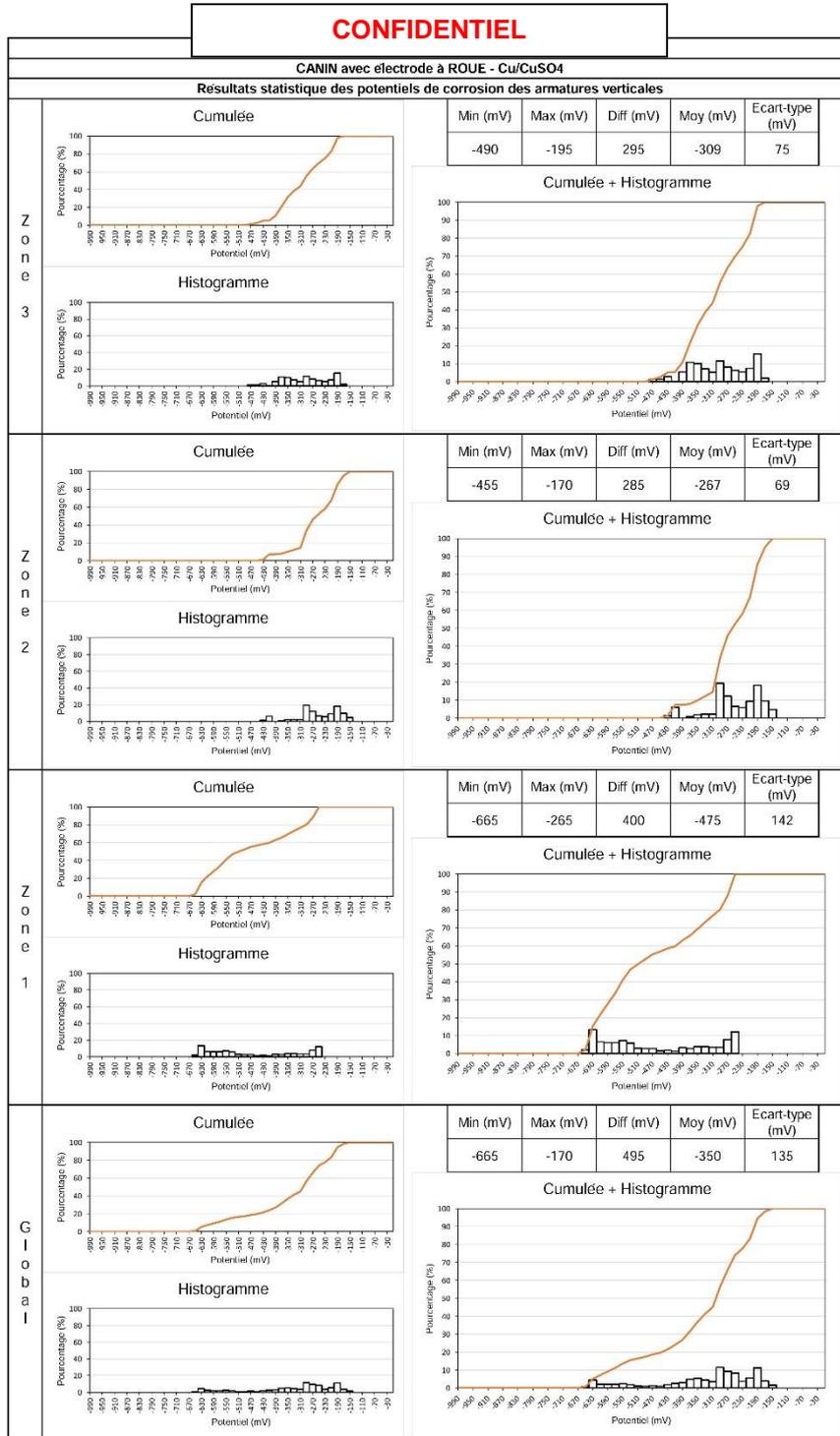
Conditions climatiques (toutes les heures)

Heure (ex 10h30)	Température (°C)	Humidité (%)	Vent (km/h)	Pluie (oui/non)	Face - Zone	Humidité béton (%)	Température de surface (°C)
4:30	15,7	69,4	8,9	Non	G - 3	4,5	15,8
5:50	13,8	74,7	6,6	Non	G - 2	4	14
7:15	13,2	74,9	8,4	Non	G - 1	5	13,3
8:20	14,6	69,5	11,1	Non	G - 1	5	15,3
9:00	14,9	72,3	15,4	Non	C - 1	> 6	15,6
10:05	16,1	67	11,3	Non	C - 2	> 6	15,9
11:30	19,9	55,5	7,4	Non	C - 3	5,5	19,4
12:00	21	55,1	4,1	Non	C - 3	5	19,8
13:00	21	60,6	4,6	Non	C - 3	5	22,3

* Mesures réalisées avec Elcometer 319, Elcometer 410 et Elcometer 7410



Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

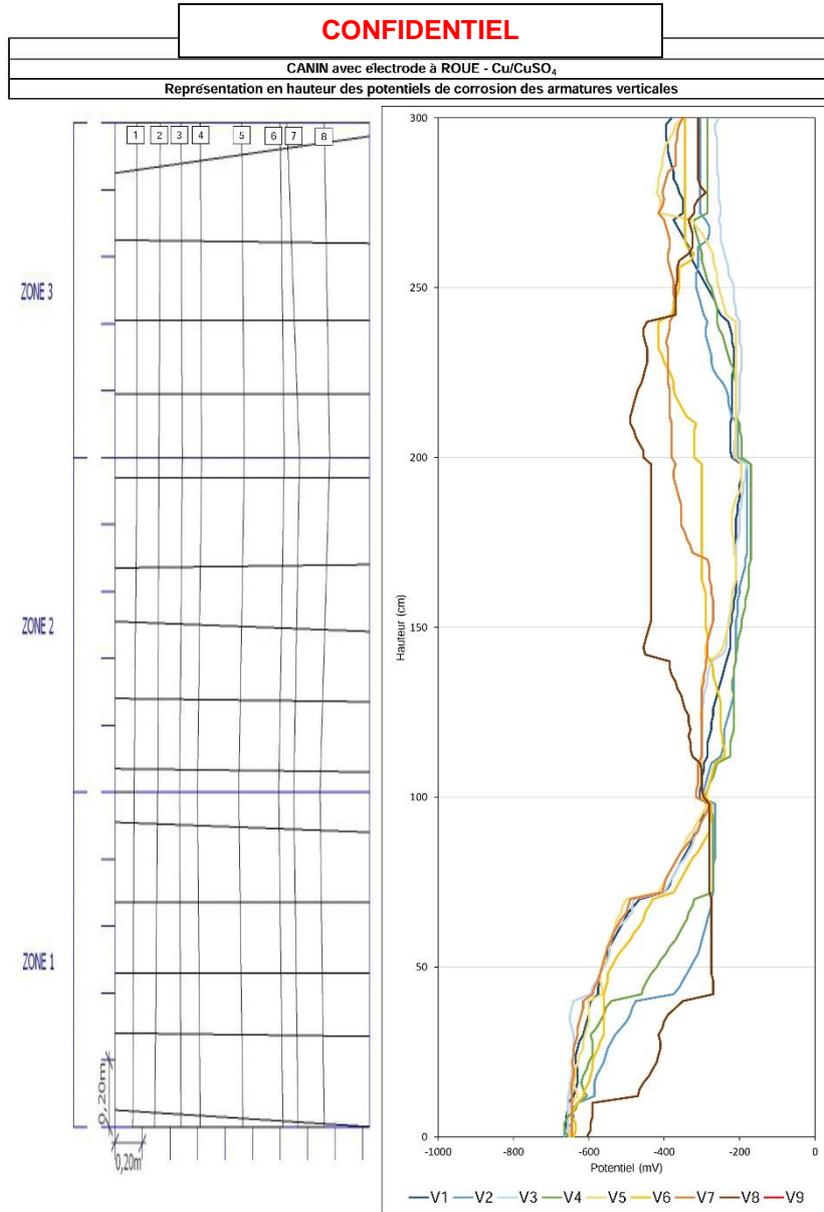


Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCoF-Ré

Diagnostic de corrosion

Port de l'Île de Ré



9/33

Ecorr - Armatures Verticales

13/01/2017

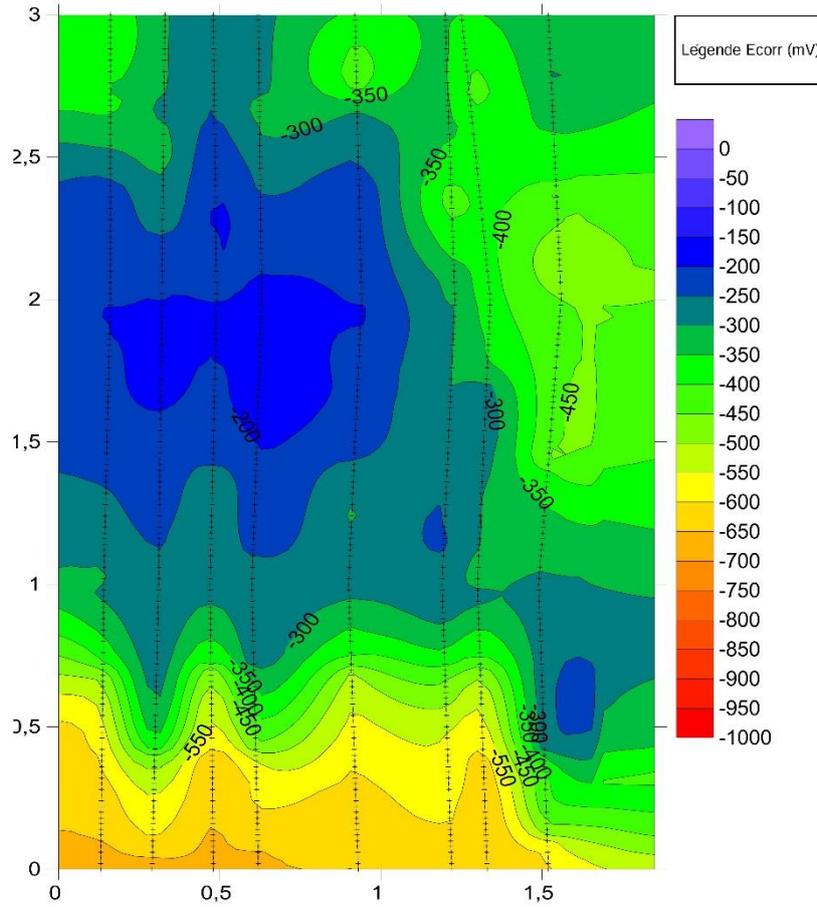
Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCoF-Ré

Diagnostic de corrosion

Port de l'île de Ré

CONFIDENTIEL	
CANIN avec électrode à ROUE - Cu/CuSO ₄	
Cartographie SURFER des potentiels de corrosion des armatures verticales	



Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCoF-Ré

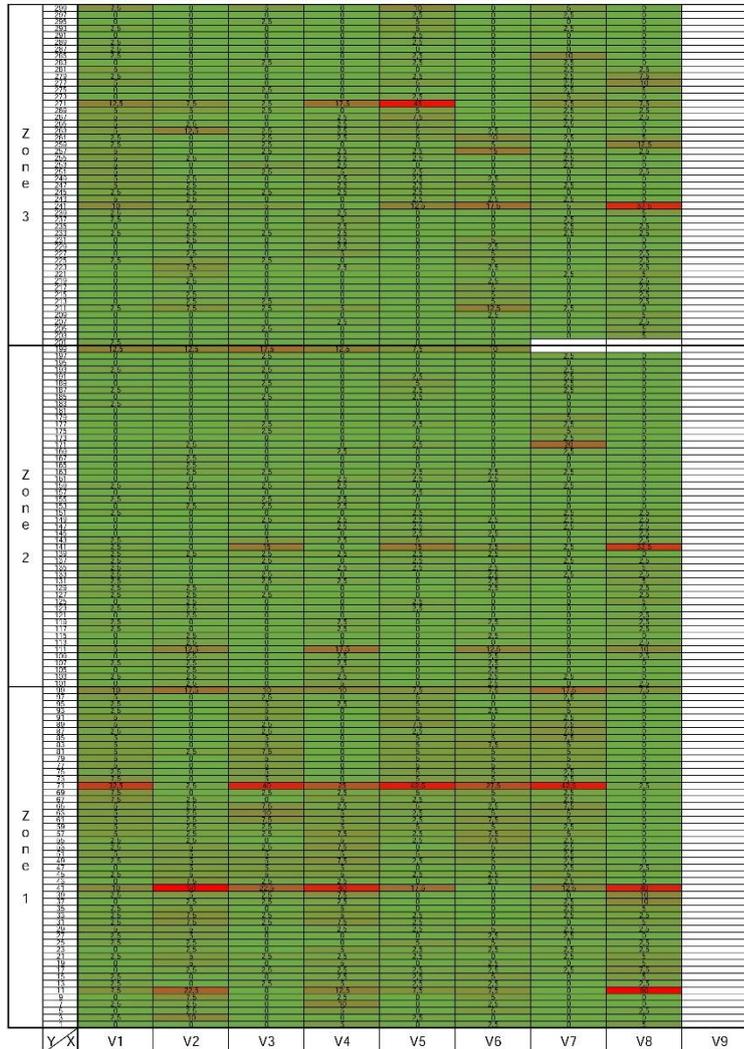
Diagnostic de corrosion

Pont de l'Île de Ré

CONFIDENTIEL

CANIN avec électrode à ROUE - Cu/CuSO₄

Cartographie des gradients de potentiels de corrosion des armatures verticales



Mesures impossibles à réaliser



Basé sur la RILEM TC-154		
Valeur seuil (mV/cm)*	Risque de corrosion	% des mesures
Grad-B	Elevé	4,5

* en considérant un seuil de 8mV/cm comme annoncé dans le Benchmark des Poutres de la Rance

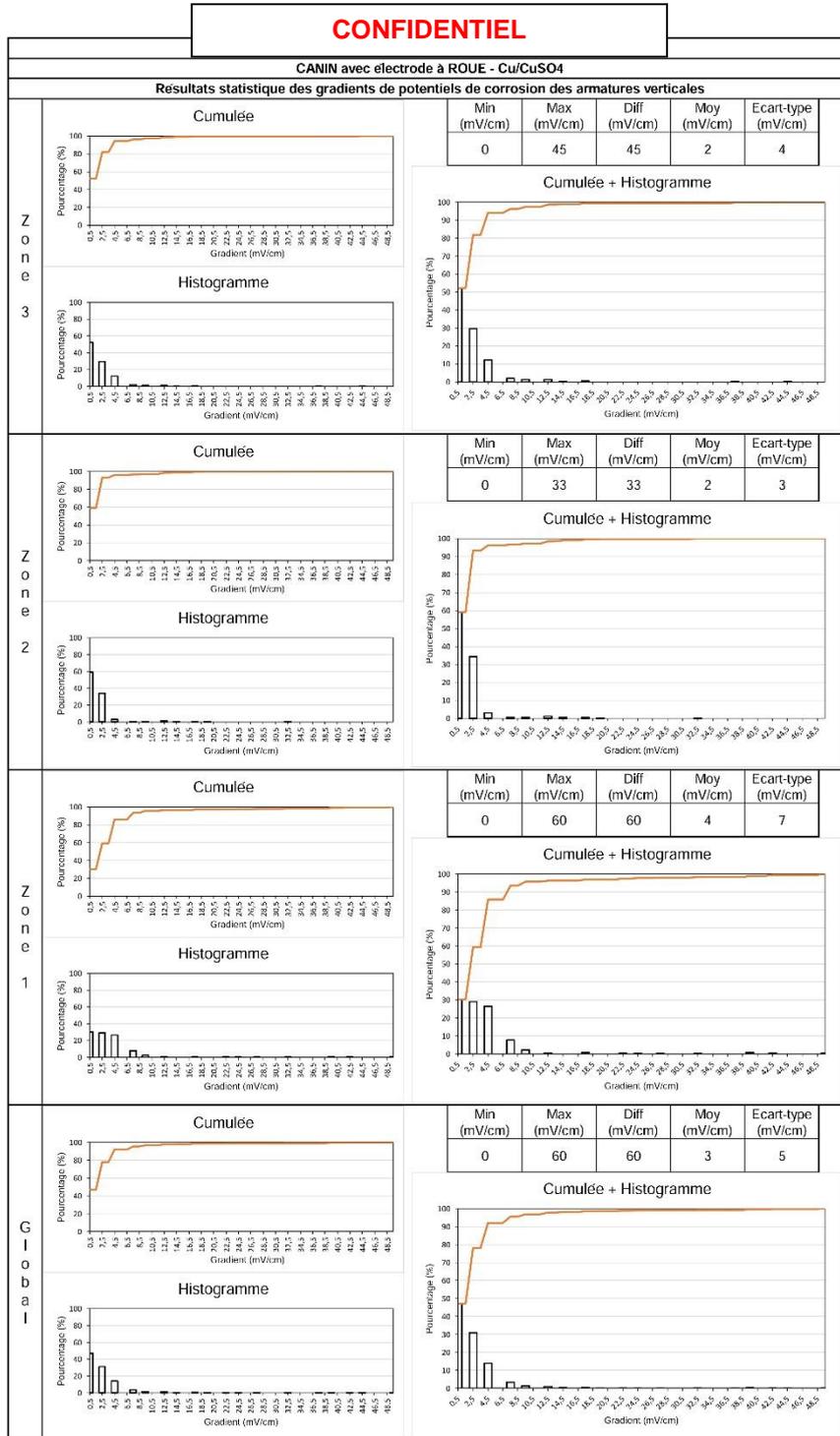
Gradient calculé localement (faible pas), l'influence des erreurs de mesure est plus importante

Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCoF-Ré

Diagnostic de corrosion

Port de l'île de Ré



12/33

Ecorr - Armatures Verticales

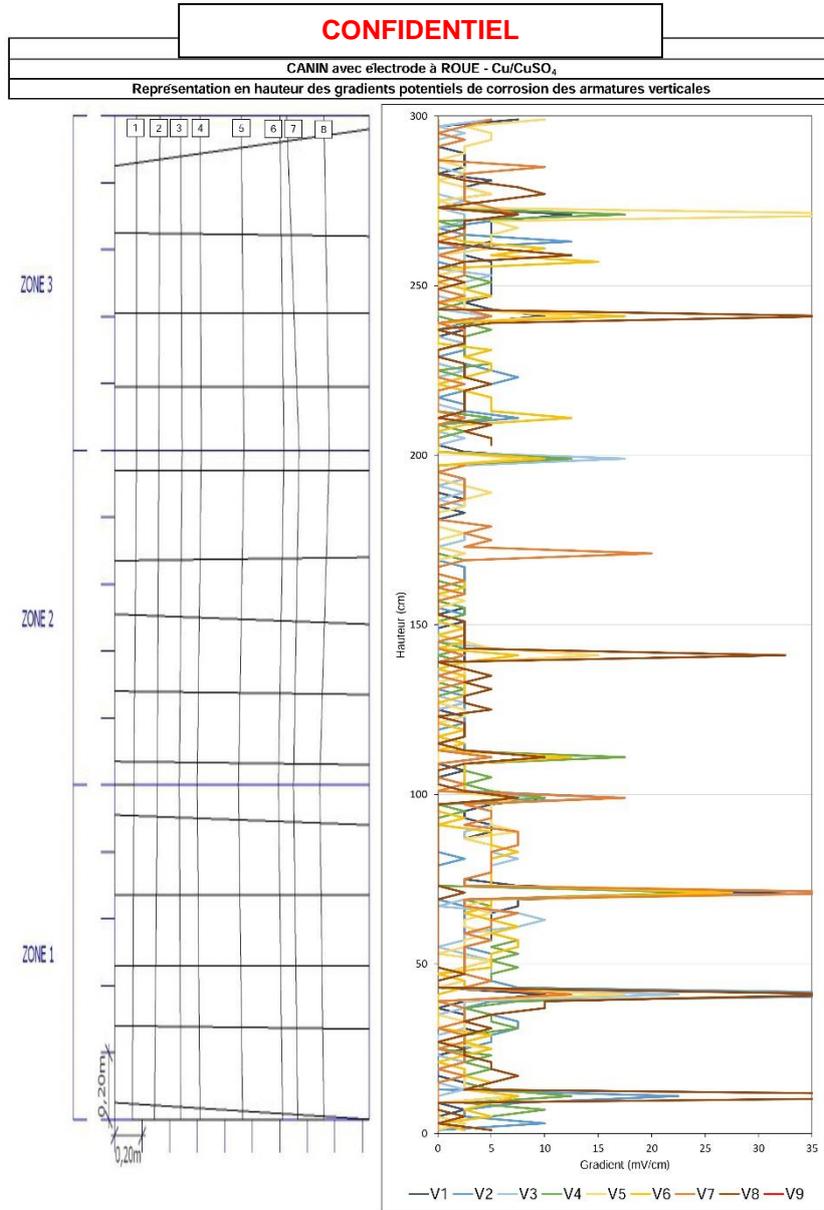
13/01/2017

Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCoF-Ré

Diagnostic de corrosion

Port de l'Île de Ré



13/33

Ecorr - Armatures Verticales

13/01/2017

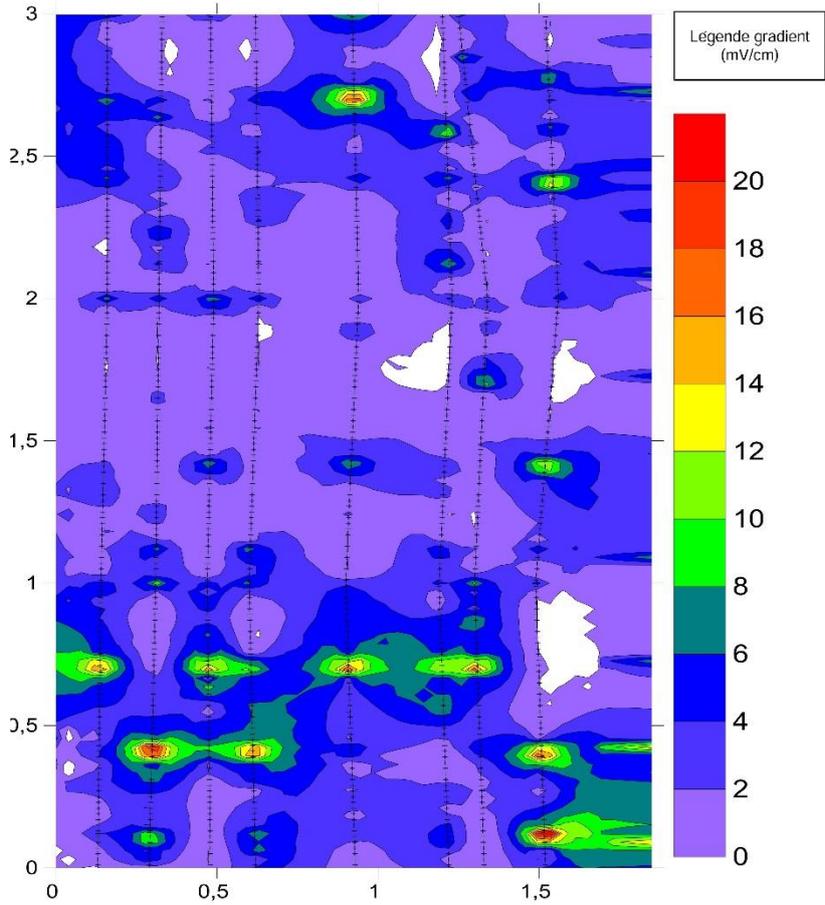
Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCoF-Ré

Diagnostic de corrosion

Pont de l'île de Ré

CONFIDENTIEL	
CANIN avec électrode à ROUE - Cu/CuSO ₄	
Cartographie SURFER des gradient des potentiels de corrosion des armatures verticales	



Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCuF-Ré

Diagnostic de corrosion

Pont de l'île de Ré

CONFIDENTIEL

		CANIN avec electrode à BARRE - Cu/CuSO ₄																																					
		Cartographie des potentiels de corrosion des armatures horizontales																																					
Z o n e 3	H14	400	395	385	340	330	295	275	200	250	255	285	300	340	355	375	390	385	380	400	410	390	370	380	390	350	340	330	335	330	325	315	290	275	290	295	305		
	H13	325	335	320	295	260	270	225	215	205	200	200	225	225	275	310	315	335	350	380	390	390	390	390	385	385	365	420	420	435	415	365	335	340	345	350			
	H12	370	360	265	260	250	235	240	240	235	230	225	225	225	245	240	240	240	265	275	265	300	320	350	360	375	390	415	445	455	470	465	425	310	345	350			
	H11	180	165	160	165	150	160	165	155	155	165	165	165	165	185	180	180	175	185	180	200	210	225	235	270	300	380	400	415	450	475	585	565	420	475	420			
Z o n e 2	H10	180	190	95	95	100	100	105	120	120	120	135	135	130	140	145	145	150	155	165	175	190	205	230	250	260	315	340	335	365	365	400	440	475	505	510	490		
	H9	180	185	175	185	185	185	190	180	185	185	195	200	200	200	205	205	220	205	215	215	215	215	240	250	305	315	320	335	365	360	380	385	370	380	375	395		
	H8	205	220	215	215	215	215	215	220	220	215	220	215	220	225	215	220	215	210	220	220	215	220	235	240	250	265	275	300	305	315	330	335	340	330	285	260		
	H7	220	225	225	230	235	240	245	235	240	240	230	230	225	230	230	210	235	230	225	230	230	210	235	230	240	250	270	280	290	290	300	300	305	300	280	265		
	H6	275	285	245	250	255	255	260	260	255	250	250	255	255	260	260	260	265	265	265	265	265	265	265	265	265	265	265	265	265	265	270	270	275	280	285	295	290	295
Z o n e 1	H5	320	310	305	300	305	300	310	315	310	315	320	325	325	335	335	330	325	335	345	345	350	340	340	335	315	315	315	315	315	315	315	315	315	315	315	315	315	315
	H4	380	365	410	400	390	400	405	415	425	435	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440	440
	H3	535	510	505	480	470	480	480	490	490	490	505	510	515	525	500	505	520	505	505	505	505	505	505	515	515	500	485	450	410	415	395	390	385	385	375	370	385	
	H2	530	555	545	530	525	520	555	565	580	570	545	555	565	550	540	545	530	540	560	565	565	565	565	570	570	555	515	470	435	445	445	470	510	525	505	520		
	H1	575	575	580	580	580	585	585	590	595	590	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595	595
Y-X	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180			

Mesures impossible à réaliser



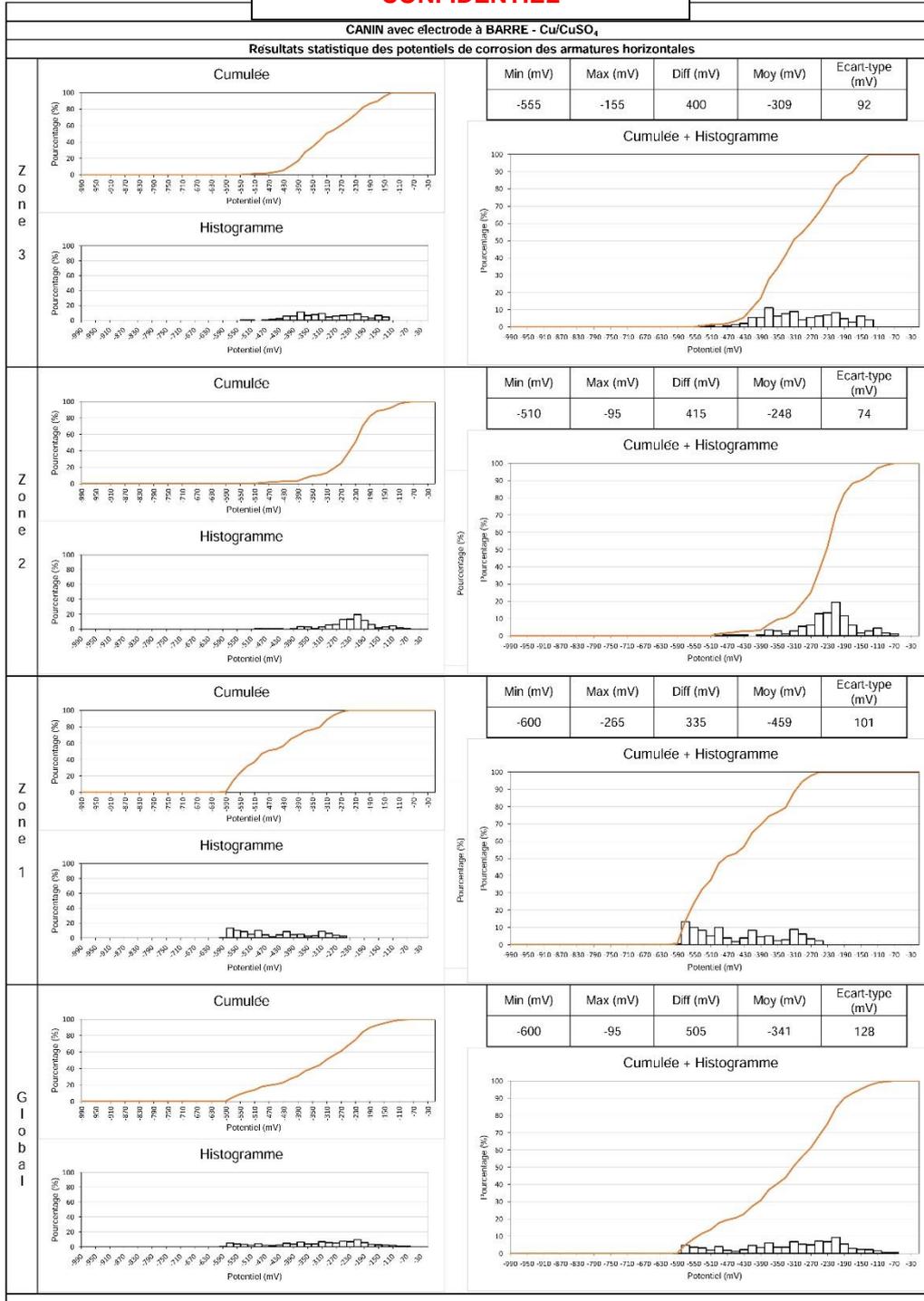
ASTM C876-09		
Valeur seuil (mV)	Risque de corrosion	% des mesures
-200 < E _{corr}	10%	10
-350 < E _{corr} < -200	Incertain	48
E _{corr} < -350	90%	42

RILEM TC-154	
Difference de potentiel de corrosion (mV)	Risque de corrosion associé
DDP < 150	Faible
150 < DDP < 200	Incertain
200 > DDP	Elevé

RILEM TC-154		
Zone	Difference de potentiel de corrosion (mV)	Risque de corrosion associé
Global	505	Elevé
Zone 3	400	Elevé
Zone 2	415	Elevé
Zone 1	335	Elevé

Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

CONFIDENTIEL

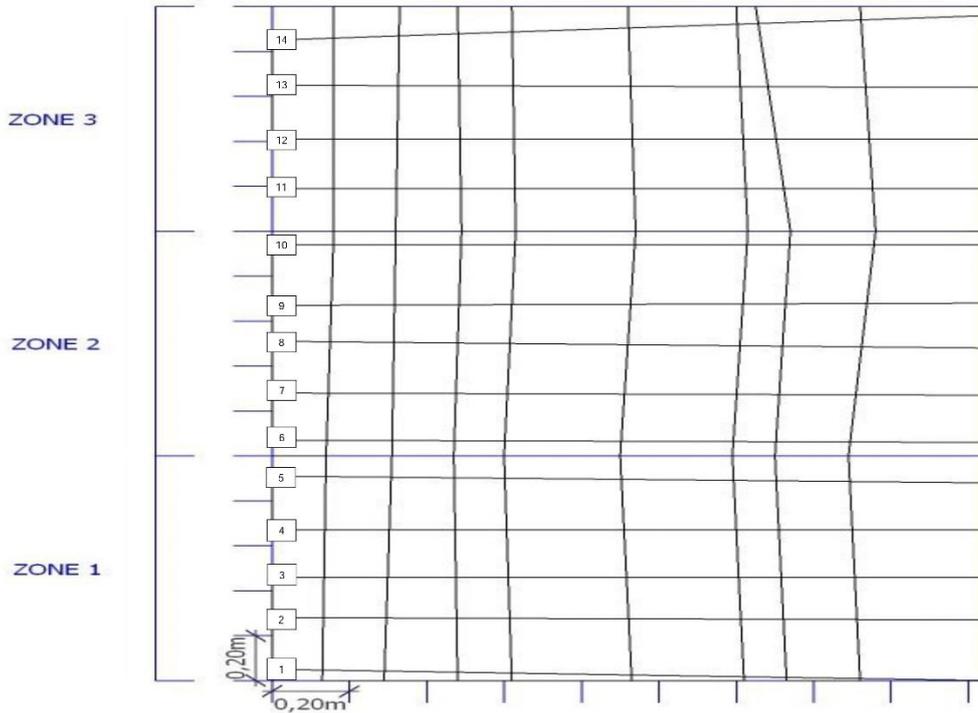
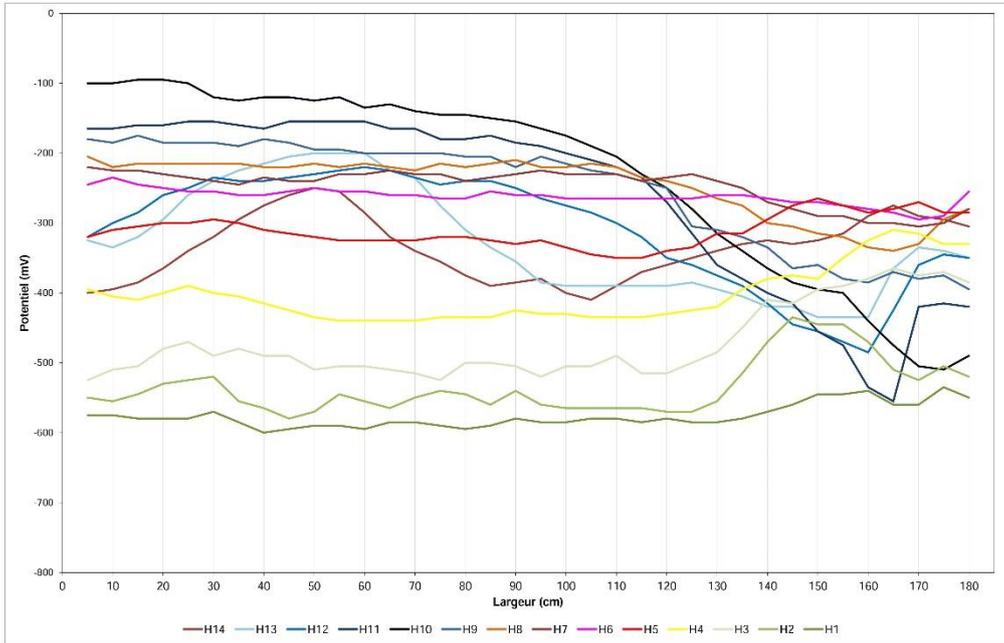


Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

CONFIDENTIEL

CANIN avec electrode à BARRE - Cu/CuSO₄

Représentation en largeur des potentiels de corrosion des armatures horizontales



Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCuF-Ré

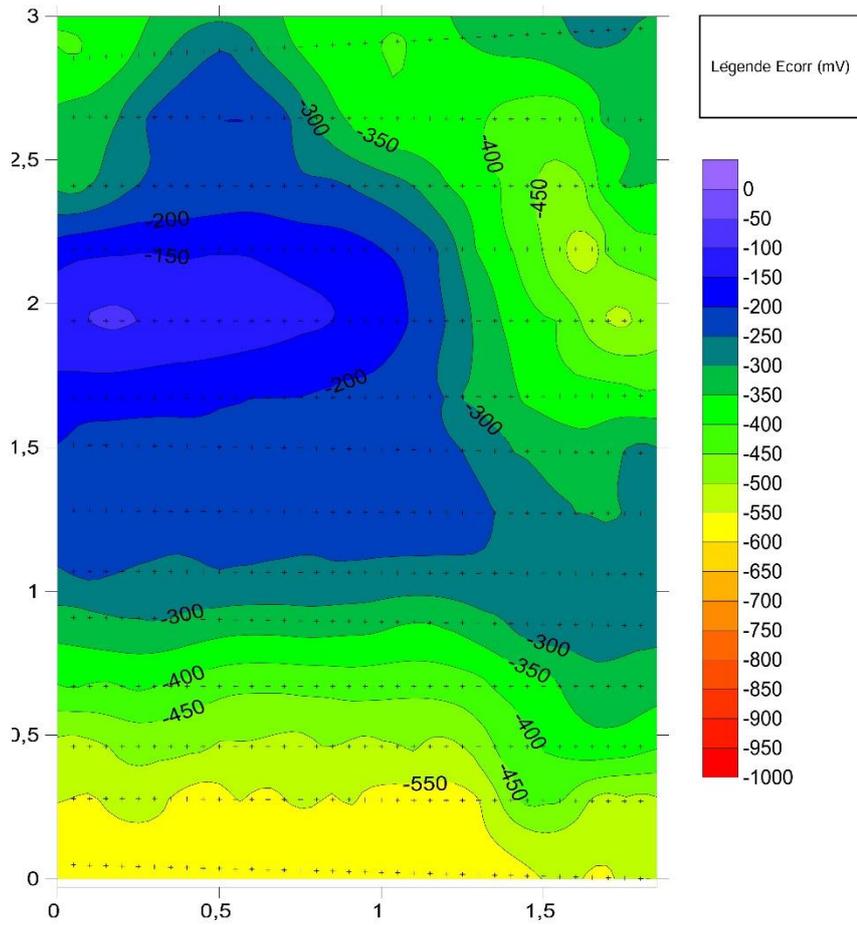
Diagnostic de corrosion

Pont de l'île de Ré

CONFIDENTIEL

CANIN avec électrode à BARRE - Cu/CuSO₄

Cartographie SURFER des potentiels de corrosion des armatures horizontales



Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCuF-Ré

Diagnostic de corrosion

Pont de l'Île de Ré

CONFIDENTIEL

		CANIN avec electrode à BARRE - Cu/CuSO ₄																																		
		Cartographie des gradients de potentiel de corrosion des armatures horizontales																																		
Z o n e 3	H14	1	2	4	5	4	5	4	3	2	1	5	7	4	3	4	5	1	1	4	2	4	4	2	2	2	2	1	1	1	2	5	3	3	1	2
	H13	2	3	5	7	1	3	2	2	1	0	0	5	2	8	7	5	7	6	1	0	0	0	1	2	2	3	0	3	0	0	14	5	1	2	
	H12	4	3	5	2	1	1	0	1	1	1	1	1	2	2	1	0	2	3	2	2	3	4	6	2	3	3	5	6	2	3	3	12	13	5	1
	H11	0	1	0	1	0	1	1	2	0	0	0	2	0	3	0	1	2	1	2	2	2	2	7	9	9	4	4	3	3	4	12	4	21	1	1
Z o n e 2	H10	0	1	0	1	4	1	1	0	1	1	3	1	2	1	0	1	1	2	2	3	3	5	4	6	7	5	5	4	2	1	8	7	5	1	4
	H9	1	2	2	0	0	1	2	1	2	0	1	0	0	1	0	3	3	2	1	2	2	1	1	2	3	8	1	4	1	3	2	1	4		
	H8	3	1	0	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	2	1	1	1	2	0	1	1	3	1	2	3	2	5	1	2	1	3	1	2	7	3
	H7	1	0	1	1	1	1	2	1	0	2	0	1	1	0	2	1	1	1	1	0	0	2	1	1	2	2	4	2	2	0	2	0	1	1	4
	H6	2	2	1	1	0	1	0	1	1	1	0	1	0	1	0	2	1	0	1	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0	1	1	1	2	1	7
Z o n e 1	H5	2	1	1	0	1	1	2	1	1	1	0	0	0	1	0	1	1	1	2	2	1	0	2	1	4	0	4	4	2	2	2	1	2	5	0
	H4	2	1	2	2	2	1	2	2	2	1	0	0	0	1	0	0	2	1	0	1	0	0	1	1	1	5	3	1	1	5	5	3	1	3	0
	H3	3	1	5	2	4	2	2	0	4	1	0	1	1	2	5	0	1	3	3	0	3	5	0	3	3	7	0	1	4	1	2	3	2	1	3
	H2	1	2	3	1	1	7	2	3	2	5	2	2	3	2	1	3	4	4	1	0	0	0	1	0	3	5	9	7	2	0	5	8	3	4	3
	H1	0	1	0	0	2	3	3	1	1	0	1	2	0	1	1	1	2	1	0	1	0	1	1	1	0	1	2	2	3	0	1	4	0	5	3
Y-X	7,5	12,5	17,5	22,5	27,5	32,5	37,5	42,5	47,5	52,5	57,5	62,5	67,5	72,5	77,5	82,5	87,5	92,5	97,5	102,5	107,5	112,5	117,5	122,5	127,5	132,5	137,5	142,5	147,5	152,5	157,5	162,5	167,5	172,5	177,5	

- Mesures impossible à réaliser



Basé sur la RILEM TC-154		
Valeur seuil (mV/cm)*	Risque de corrosion	% des mesures
Grad>8	Elevé	3,1

* en considérant un seuil de 8mV/cm comme annoncé dans le Benchmark des Poutres de la Rance

Gradient calculé localement (faible pas), l'influence des erreurs de mesure est plus importante

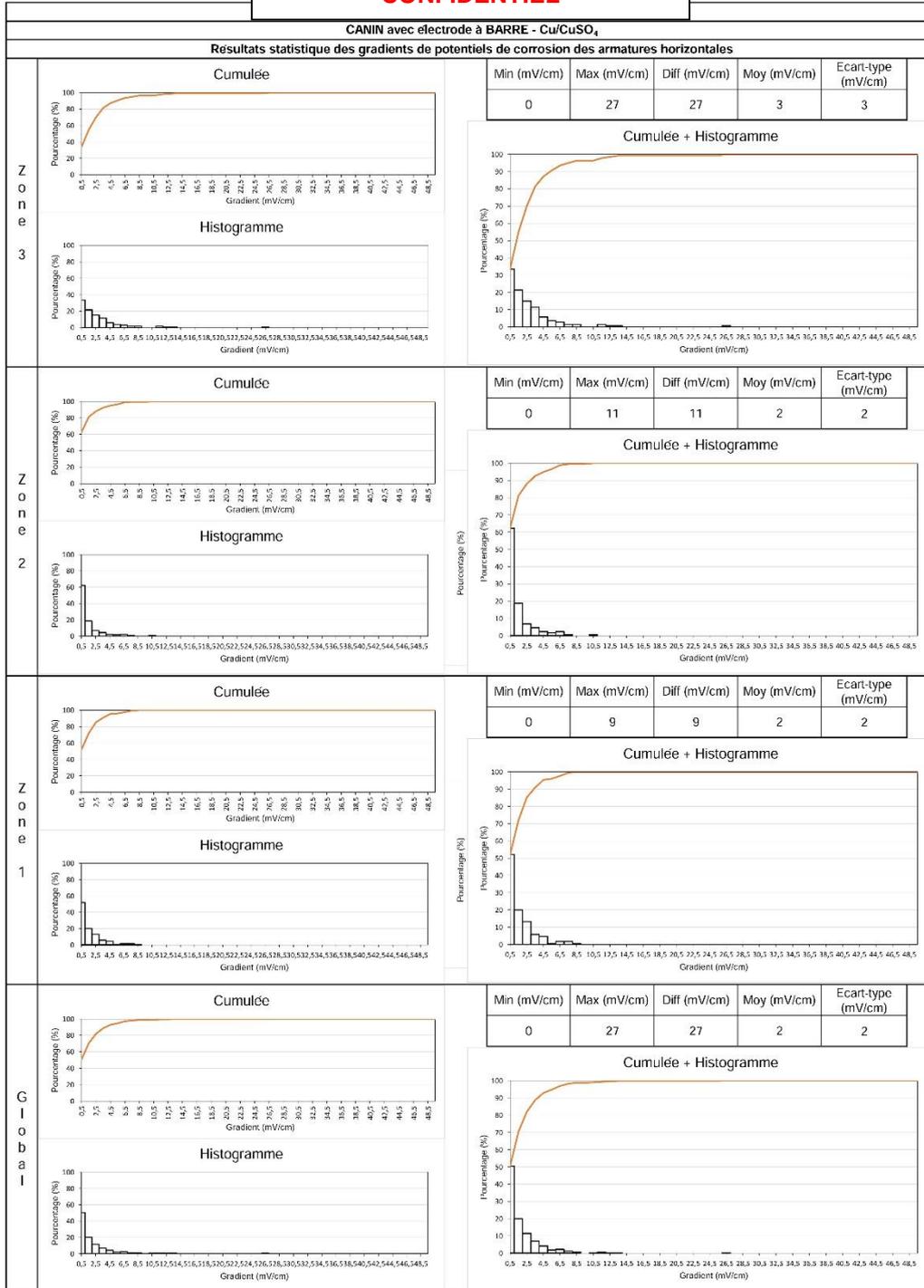
Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCuF-Ré

Diagnostic de corrosion

Pont de l'Île de Ré

CONFIDENTIEL



20/33

Ecorr - Armatures Horizontales

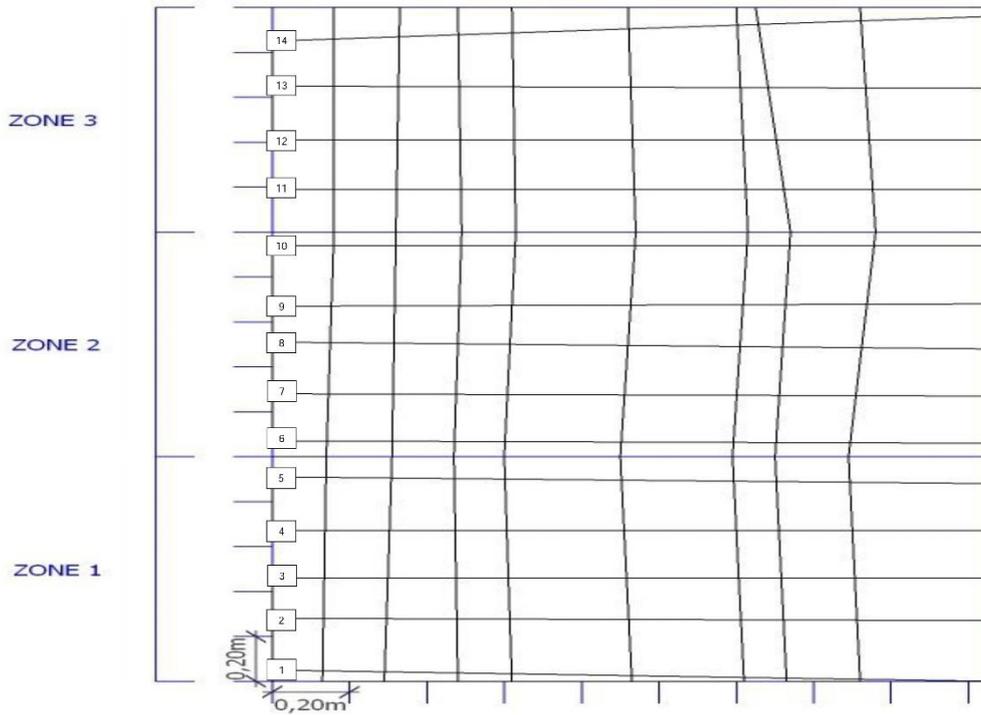
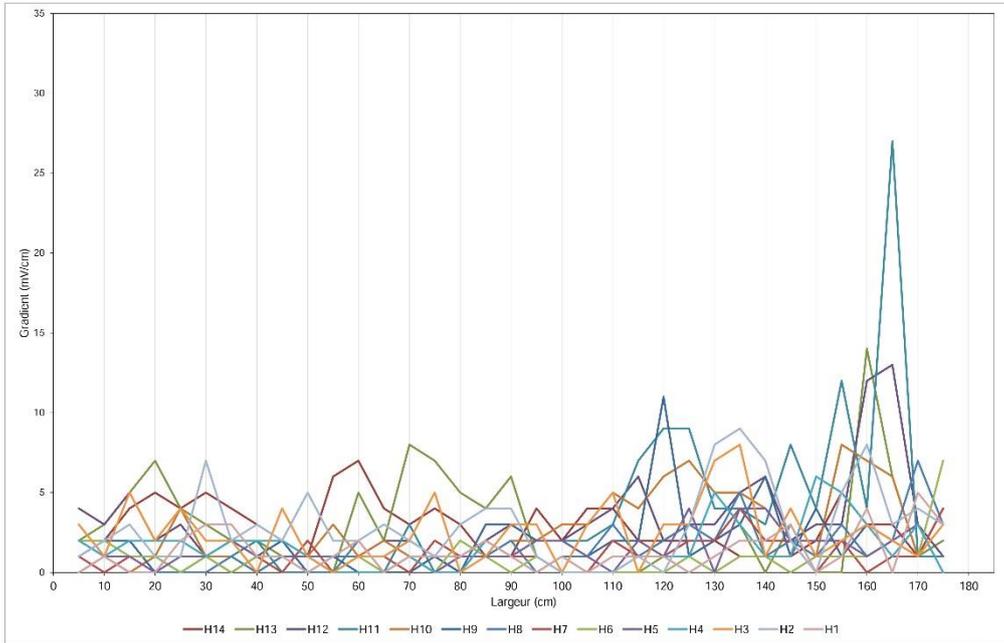
13/01/2017

Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

CONFIDENTIEL

CANIN avec électrode à BARRE - Cu/CuSO₄

Représentation en largeur des gradients de potentiels de corrosion des armatures horizontales



Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCuF-Ré

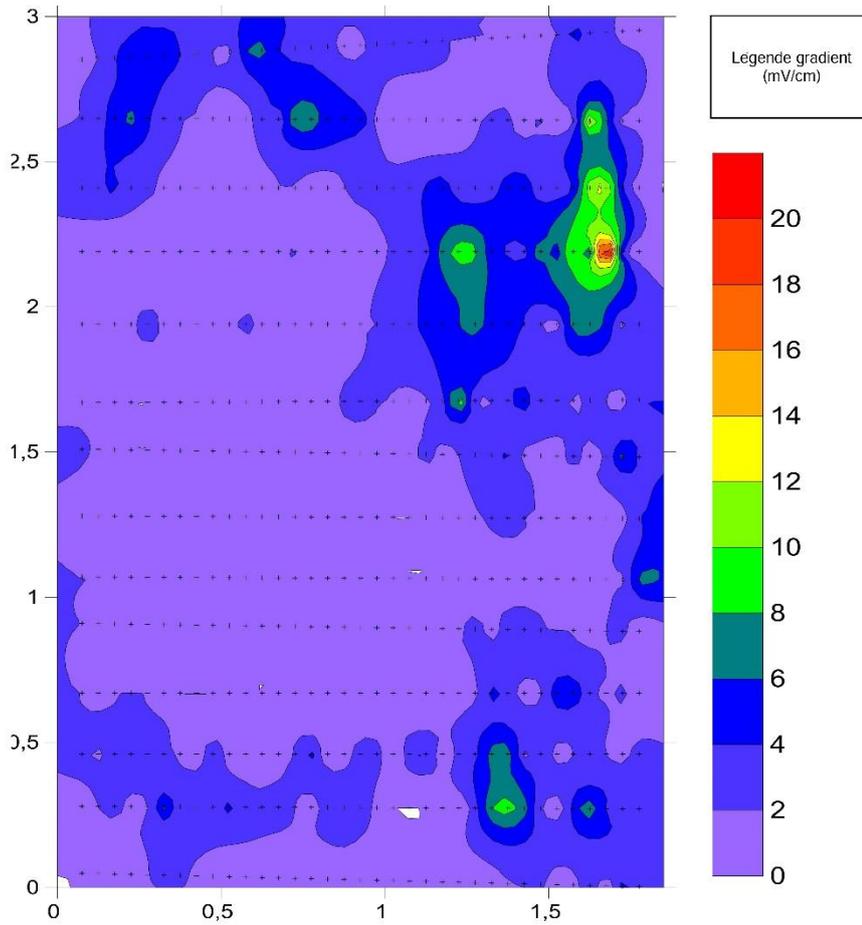
Diagnostic de corrosion

Pont de l'île de Ré

CONFIDENTIEL

CANIN avec électrode à BARRE - Cu/CuSO₄

Cartographie SURFER des gradients de potentiels de corrosion des armatures horizontales



Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCuF-Ré

Diagnostic de corrosion

Pont de l'île de Ré

CONFIDENTIEL

CANIN avec electrode à BARRE - Cu/CuSO ₄										
Cartographie des potentiels de corrosion des nœuds										
Z o n e 2	H14	-355	-275	-215	-255	-360	-340	-330	-310	
	H13	-350	-255	-205	-210	-365	-380	-380	-415	
	H12	-250	-205	-205	-195	-235	-330	-350	-435	
	H11	-200	-185	-175	-175	-205	-295	-355	-460	
Z o n e 1	H10	-155	-160	-160	-165	-185	-275	-360	-435	
	H9	-190	-185	-190	-190	-195	-250	-310	-355	
	H8	-210	-210	-195	-195	-185	-230	-260	-315	
	H7	-220	-225	-210	-215	-205	-215	-245	-280	
	H6	-260	-260	-250	-260	-240	-240	-235	-235	
Z o n e 1	H5	-320	-310	-325	-335	-330	-345	-325	-275	
	H4	-440	-430	-465	-465	-455	-460	-440	-380	
	H3	-565	-535	-540	-550	-560	-550	-515	-445	
	H2	-600	-570	-610	-605	-580	-595	-585	-505	
	H1	-645	-635	-645	-645	-640	-640	-635	-610	
Y	X	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9

- Mesures impossibles à réaliser

Legende Ecor (mV)
>0
-50
-100
-150
-200
-250
-300
-350
-400
-450
-500
-550
-600
-650
-700
-750
-800
-850
-900
-950
-1000

ASTM C876-09		
Valcur scuil (mV)	Risque de corrosion	% de mesures
-200<Ecorr	10%	15
-200<Ecorr<-350	Incertain	44
Ecorr<-350	90%	41

COST-509	
Différence de potentiel (mV)	Risque de corrosion associé
DDP<150	Faible
150<DDP<200	Incertain
200<DDP	Elevé

COST-509		
Zone	Différence de potentiel (mV)	Risque de corrosion associé
Global	490	Elevé
Zone 3	285	Elevé
Zone 2	280	Elevé
Zone 1	370	Fleuvé

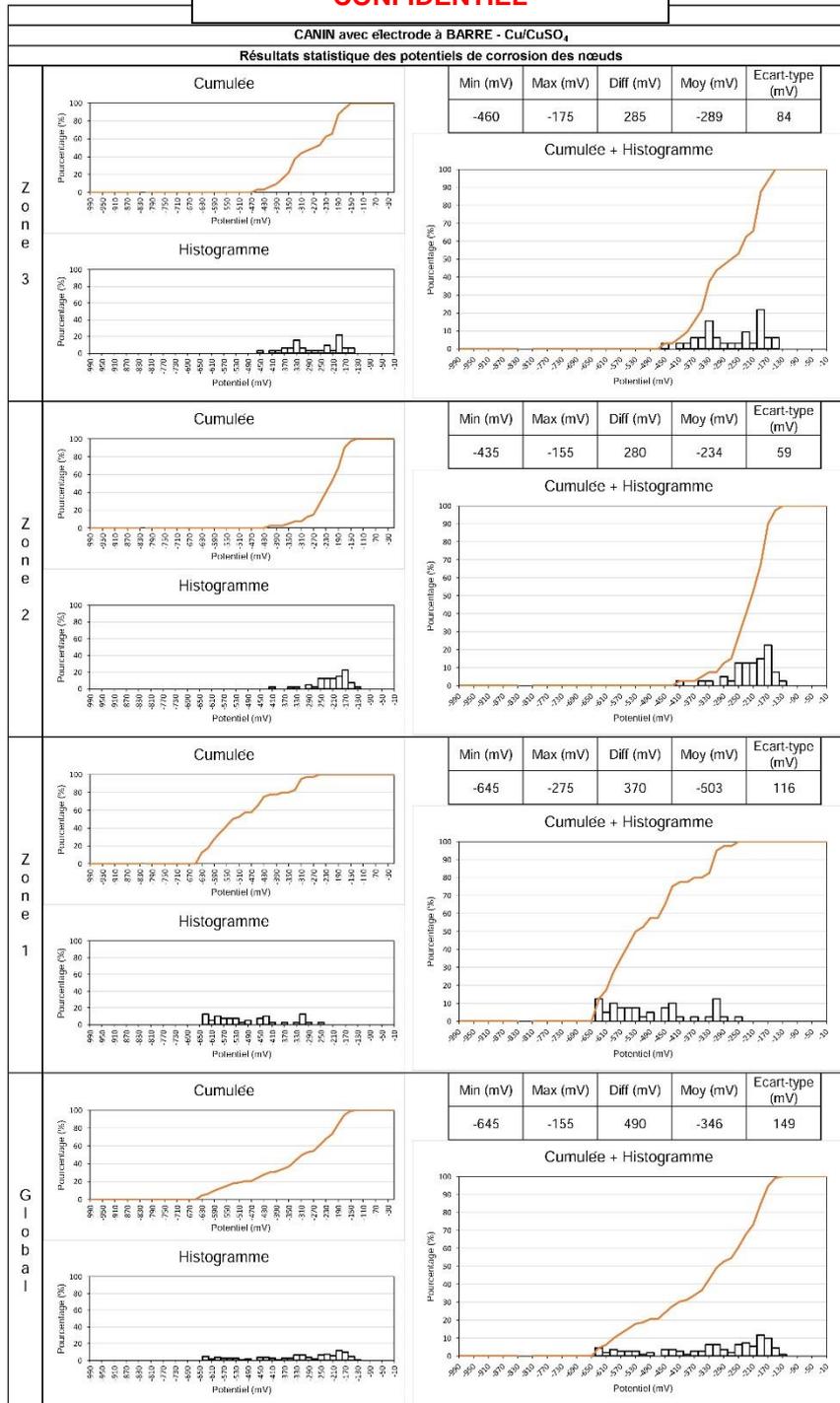
Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCoF-Ré

Diagnostic de corrosion

Pont de l'île de Ré

CONFIDENTIEL



Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCoF-Ré

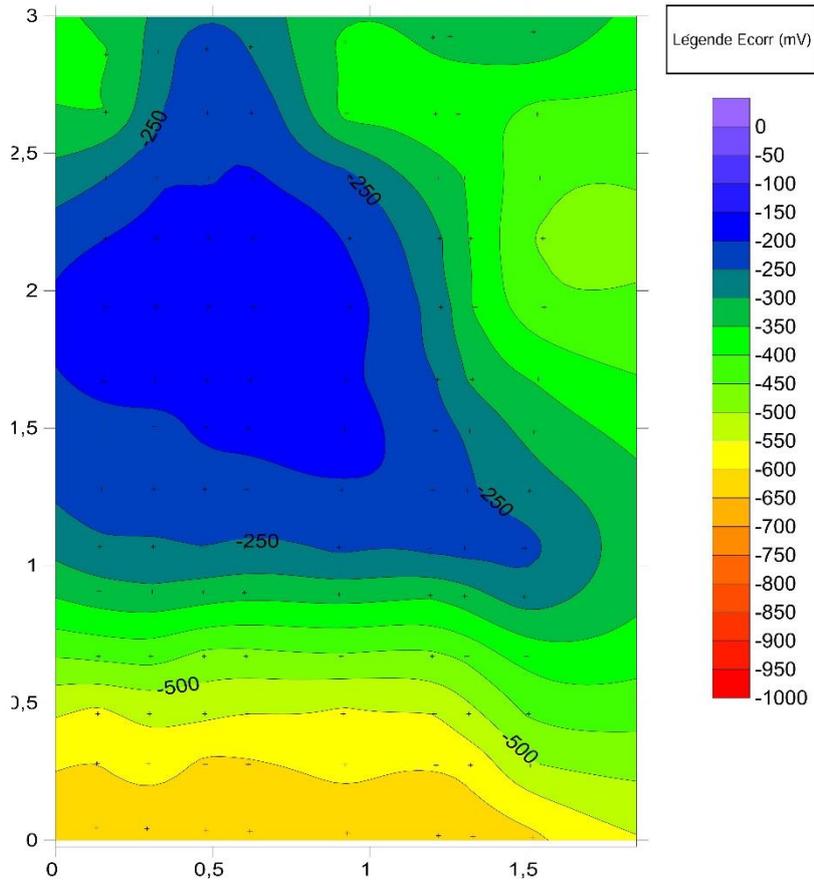
Diagnostic de corrosion

Pont de l'Île de Ré

CONFIDENTIEL

CANIN avec électrode à BARRE - Cu/CuSO₄

Cartographie SURFER des potentiels de corrosion des nœuds



25/33

Ecorr - Nœuds

13/01/2017

Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCof-Ré

Diagnostic de corrosion

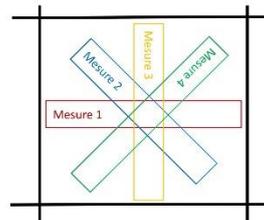
Pont de l'île de Ré

CONFIDENTIEL

ResiPod - Espacement inter-electrode : 50 mm												
Cartographie de la résistivité électrique du béton d'enrobage (kΩ.cm)												
		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	
Z o n e 3	L15	M1	9,7	12,2	31,8	58	19,5	7,5				
		M2	10,7	17,4	43,2	49	22,7					
		M3										
		M4	8,6	14,6	40,4	51,8	24,1					
	L14	M1	11,9	34,9	63,4	78,8	24,6	16		11,7		
		M2	12,6	32,4	92	82,8	32	19,3		11,8		
		M3	12,3	20,3	93,9	83,6	29,6	15	9,6		20,2	
		M4	12,6	18,2	79,5	68,5	27,8	16,5		17		
	L13	M1	17,6	55,4	61,4	87,4	72,5	36,8			7,1	9,9
		M2	17,4	56,3	66,3	91,4	69,2	26,5	10,3		7	16,4
		M3	14,6	52	81,5	94,2	80,5	50,3		10,9	7,5	6,5
		M4	14,9	62	73,5	96,9	79,4	51,8	12,1		7,5	5,3
L12	M1	72,3	75,8	74,2	71,4	74,3	86,8			5,6	17,5	
	M2	96,3	90,5	82,6	93,1	79,1	77,8	8,6		5,2	4,6	
	M3	91,7	105,1	94,3	96,9	85,7	76,7		10,1	10,1	7,3	
	M4	93,5	101,2	104	97,8	75,4	77,8	13,5		5,7	7,6	
L11	M1	114,2	94,2	87	75,3	72,8	69,7			6,3	4,8	
	M2	130	99,4	90,1	90,6	77,9	72,3	12,2		6,9	6,7	
	M3	123,6	103,1	84,3	84,3	84,3	82,6	12,1		7,2	7,3	
	M4	103,9	101,2	93,4	87	83,9	90,7	13,8		6,7	6,3	
Z o n e 2	L10	M1	91	109,7	97,1		75,3	73,6			7,5	7,2
		M2	135	100,2	104,1	113,3	63,5	80	25,3		7,8	9,1
		M3	122,2	134	111	104,8	72,4	78	17		7,9	8,2
		M4	107,2	131,7	104,2	98,5	65,8	68,4	23,8		8	8,9
	L9	M1	69,2	61,7	61,5		43,3	48,5			10	8,3
		M2	76	55,6	62	47,8	45,6	47	15,7		9,8	9,1
		M3	64,7	51,7	67,4	49	46,2	45	15,6		10,7	7,8
		M4	71	65,6	64,6	41,4	44,8	46,7	18		11,3	8
	L8	M1	48,8	37,7	39,5		38,2	43,7			13,5	7,6
		M2	45,2	39	41	35,6	33,1	40,8	26,1		13,2	7,4
		M3	38,2	35,8	40,1	36,6	33,3	40,4	27,1		12,7	6,9
		M4	41,5	37	38,1	39,7	33,2	40,7	27		11,7	7,8
L7	M1	29,4	25,9	23,5		37,1	31,5			16,7	11,5	
	M2	23,3	26,2	23,8	26,5	42,5	28,6	26,3		17,6	11,9	
	M3	22	25,4	24	26,6	33,2	29,3	29		20,2	11,4	
	M4	24,8	28,6	24,5	27,5	35,2	31	28,5		20,2	11,8	
L6	M1		25,6	30,8		25,8	34,6			28,6	15,3	
	M2	32,2	27,4	30	27,6	28,3	34,1	31,8		29,2	14,6	
	M3	27	26,2	27,6	29,6	27,4	31,1	32,6		30,2	15	
	M4	30,5	26,8	27,8	27,3	28,1	35	28,6		28,6	18,2	
Z o n e 1	L5	M1		26,2	24,6		24,3	27,8			21,9	22,7
		M2	24,7	25,8	27,4	25,8	23,5	27,6	25,5		25,2	22,3
		M3	23,5	23,2	26,4	26,7	22,7	27,7	26,6		26,6	22,8
		M4	21,3	25	26,6	26,9	23,9	26	25,2		24,9	22,6
	L4	M1		18,3	19,1		22,2	22,7			23,2	21,6
		M2	18,6	19,3	17,9	22,1	21,1	21,5	26,3		21,8	20,5
		M3	18,7	18,3	19,2	21,3	19,8	21,3	25,5		22,8	17,9
		M4	18,5	18,1	18,3	22,8	21,7	22,4	25,5		22,3	21,7
	L3	M1		14,9	15,9		18,1	16,3			21	19,5
		M2	16,3	15	17,4	15	16,9	17,2	22,5		18,7	18,8
		M3	16,4	13,3	15,3	16,3	15,7	15,6	22,5		18	17,2
		M4	16,8	14,1	16,4	17,1	16,1	16	21,9		22,9	18,5
L2	M1		18,2	15		17,1	13,5			14,5	20,5	
	M2	18,8	15,8	13,3	16,3	17,4	15,4	15,1		16	18	
	M3	17,3	17,6	13,3	14,8	16	14,8	16,1		16,5	16,6	
	M4	19,8	15,4	12,8	14,7	16,2	14,5	16		16,2	18,2	
L1	M1	24,2	17,9	18,2		19,1	19,6			19,4	22,2	
	M2	22,7	16,3	16,7		18,5	15,9			17,8	18	
	M3	24,4	14,6	16,1	17	17,5	17,7	17		17,7	20,2	
	M4	24,8	19,1	18,6		18,2	17,6			17,6	19,4	

Mesure impossible due à la géométrie de la maille

M1	Mesure 1
M2	Mesure 2
M3	Mesure 3
M4	Mesure 4



Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCaF-Ré

Diagnostic de corrosion

Pont de l'île de Ré

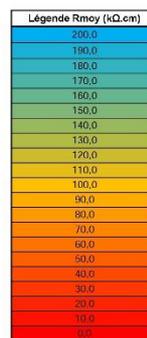
CONFIDENTIEL

ResiPod - Espacement inter-electrode : 50 mm												
Cartographie de la résistivité électrique du béton d'enrobage (kΩ.cm)												
		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	
Z o n e 3	L15	Rmoy	9,7	14,7	36,5	52,9	22,1	7,5		9,7	19,2	
		Nb mesure	3	3	3	3	3	1		1	1	
		ET	1,1	2,6	5,9	4,6	2,4					
	L14	CoV (%)	10,9%	17,7%	15,4%	8,7%	10,7%					
		Rmoy	12,4	26,5	82,2	78,4	28,5	16,7	9,6	15,2		
		Nb mesure	4	4	4	4	4	4	1	4		
	L13	ET	0,3	8,4	14,1	6,9	3,1	1,8		4,2		
		CoV (%)	2,7%	31,8%	17,1%	8,9%	10,9%	11,0%		27,4%		
		Rmoy	16,1	56,4	70,7	92,5	75,4	41,4	11,1	7,3	9,5	
	L12	Nb mesure	4	4	4	4	4	4	3	4	4	
		ET	1,6	4,2	8,8	4,1	5,4	12,0	0,9	0,3	5,0	
		CoV (%)	9,9%	7,4%	12,4%	4,4%	7,2%	29,0%	8,3%	3,6%	52,3%	
	L11	Rmoy	88,5	93,2	88,8	89,8	78,6	79,8	10,7	9,5	9,1	
		Nb mesure	4	4	4	4	4	4	3	4	4	
		ET	10,9	13,1	13,1	12,4	5,1	4,7	2,5	0,2	5,7	
L10	CoV (%)	12,4%	14,1%	14,7%	13,8%	6,5%	5,9%	23,4%	4,0%	61,2%		
	Rmoy	117,9	99,5	88,7	86,9	79,7	78,8	12,7	6,9	6,3		
	Nb mesure	4	4	4	4	4	4	3	4	4		
L9	ET	11,4	3,8	3,9	8,4	5,5	9,7	1,0	0,4	1,1		
	CoV (%)	9,7%	3,8%	4,4%	9,6%	6,9%	12,3%	7,5%	5,6%	17,0%		
	Rmoy	113,9	118,9	104,1	105,5	69,3	75,0	22,0	7,8	11,4		
L8	Nb mesure	4	4	4	3	4	4	3	4	4		
	ET	19,0	16,6	5,7	7,4	5,5	5,1	4,4	0,2	0,9		
	CoV (%)	16,7%	14,0%	5,5%	7,0%	8,0%	6,9%	20,1%	2,8%	10,3%		
L7	Rmoy	70,2	58,7	63,9	46,1	45,0	46,8	16,4	10,5	8,3		
	Nb mesure	4	4	4	3	4	4	3	4	4		
	ET	4,7	6,2	2,7	4,1	1,3	1,4	1,4	0,7	0,6		
L6	CoV (%)	6,7%	10,6%	4,2%	8,9%	2,8%	3,1%	8,3%	6,6%	6,9%		
	Rmoy	43,4	37,4	39,7	37,3	34,5	41,4	26,7	12,8	7,4		
	Nb mesure	4	4	4	3	4	4	3	4	4		
L5	ET	4,6	1,3	1,2	2,1	2,5	1,5	0,6	0,8	0,4		
	CoV (%)	10,6%	3,6%	3,1%	5,7%	7,3%	3,7%	2,1%	6,2%	5,2%		
	Rmoy	21,9	26,5	24,0	26,9	37,0	30,1	27,9	19,7	11,7		
L4	Nb mesure	4	4	4	3	4	4	3	4	4		
	ET	3,2	1,4	0,4	0,6	4,0	1,4	1,4	1,8	0,2		
	CoV (%)	13,0%	5,4%	1,8%	2,0%	10,8%	4,6%	5,1%	9,6%	2,0%		
L3	Rmoy	29,9	26,5	29,1	26,2	27,4	33,7	31,0	29,2	16,8		
	Nb mesure	3	4	4	3	4	4	3	4	4		
	ET	2,7	0,8	1,6	1,3	1,1	1,8	2,1	0,8	1,6		
L2	CoV (%)	8,9%	2,9%	5,5%	4,1%	4,1%	5,3%	6,8%	2,6%	10,4%		
	Rmoy	23,2	25,1	26,3	26,5	23,6	27,3	25,8	24,7	22,6		
	Nb mesure	3	4	4	3	4	4	3	4	4		
L1	ET	1,7	1,3	1,2	0,6	0,7	0,9	0,7	2,0	0,2		
	CoV (%)	7,4%	5,3%	4,5%	2,2%	2,9%	3,1%	2,9%	8,0%	1,0%		
	Rmoy	18,6	18,5	18,8	22,1	21,2	22,0	25,8	22,5	20,4		
L4	Nb mesure	3	4	4	3	4	4	3	4	4		
	ET	0,1	0,5	0,6	0,8	1,0	0,7	0,5	0,6	1,8		
	CoV (%)	0,5%	2,9%	3,4%	3,4%	4,9%	3,1%	1,8%	2,7%	8,7%		
L3	Rmoy	16,5	14,3	16,3	16,1	16,7	18,3	22,3	20,2	18,5		
	Nb mesure	3	4	4	3	4	4	3	4	4		
	ET	0,3	0,8	0,9	1,1	1,1	0,7	0,3	2,2	1,0		
L2	CoV (%)	1,6%	5,5%	5,5%	6,6%	6,3%	4,2%	1,6%	11,1%	5,2%		
	Rmoy	18,6	16,8	13,6	15,3	16,7	14,6	15,7	16,8	18,3		
	Nb mesure	3	4	4	3	4	4	3	4	4		
L1	ET	1,3	1,4	1,0	0,9	0,7	0,8	0,6	0,9	1,6		
	CoV (%)	6,8%	8,1%	7,1%	5,9%	4,1%	5,5%	3,5%	5,6%	8,8%		
	Rmoy	24,0	17,0	17,4	17,0	18,3	17,7	17,0	18,1	20,0		
L1	Nb mesure	4	4	4	1	4	4	1	4	4		
	ET	0,9	2,0	1,2		0,7	1,5		0,9	1,8		
	CoV (%)	3,8%	11,5%	6,8%		3,6%	8,5%		4,7%	8,8%		

	Calcul impossible
	Mesure impossible due à la géométrie de la maille
	Mesure impossible due aux défauts de surface

Rmoy	Résistivité moyenne par maille (kΩ.cm)
Nb mesure	Nombre de mesure par maille
ET	Ecart-type standard (kΩ.cm)
ET (%)	Ecart-type standard en % par rapport à la valeur moyenne

RILEM TC-154		
Valeurs seuil (kΩ.cm)	Risque de corrosion	% des mesures
100 < Rmoy	Négligeable	4,3
50 < Rmoy < 100	Faible	18,6
10 < Rmoy < 50	Moderé	67,5
Rmoy < 10	Fort	9,5

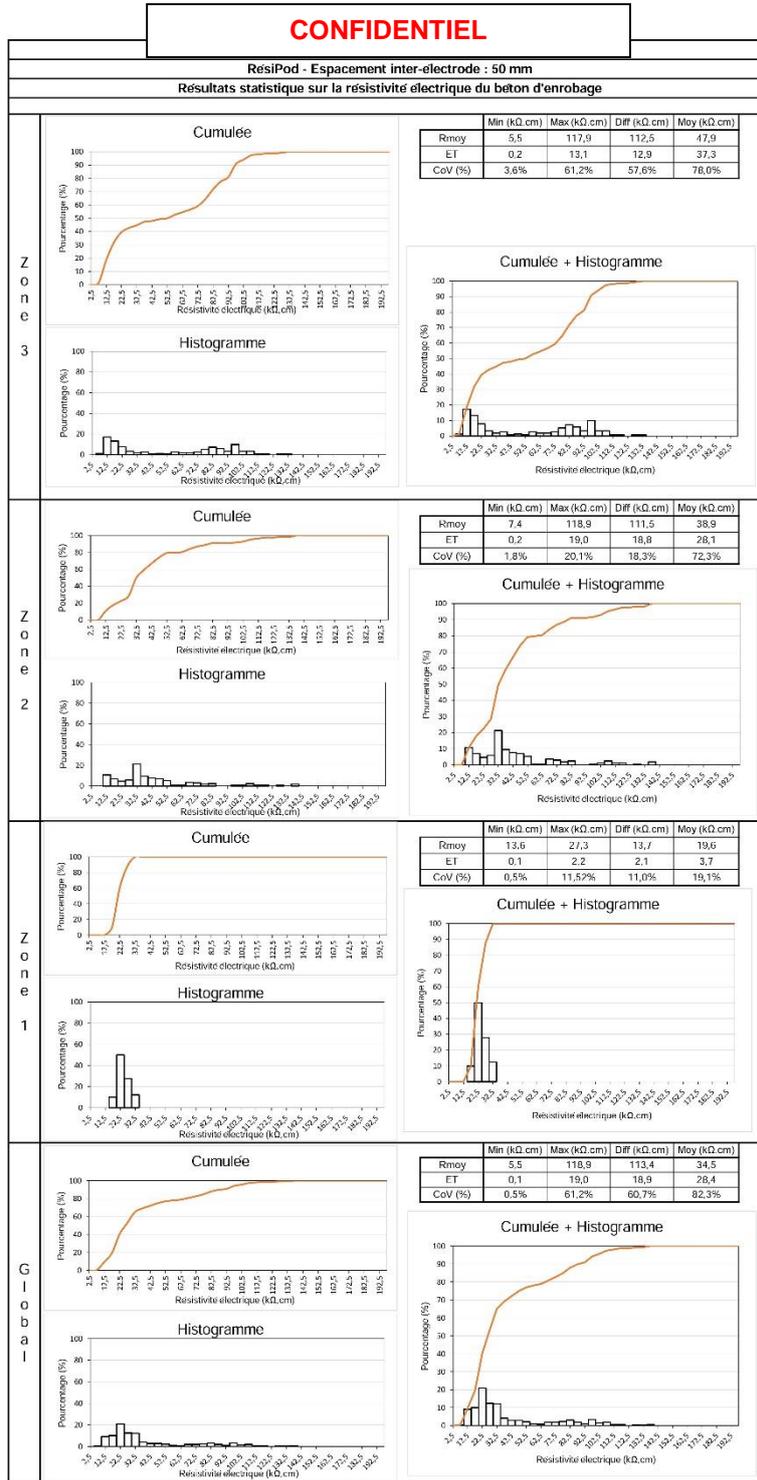


Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCaF-Ré

Diagnostic de corrosion

Pont de l'île de Ré



28/33

Résistivité électrique

13/01/2017

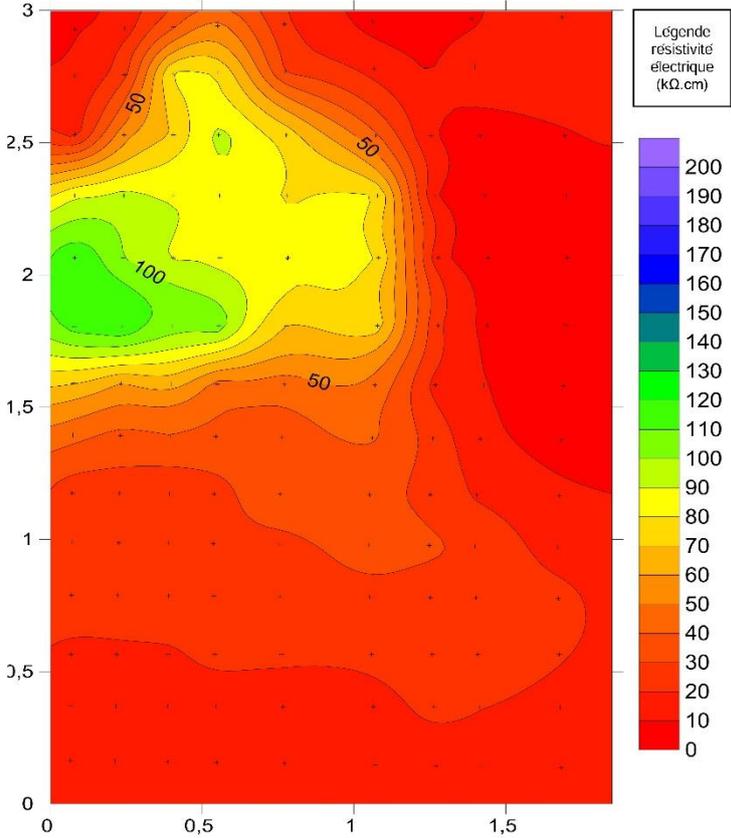
Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCaF-R&E

Diagnostic de corrosion

Pont de l'île de Ré

CONFIDENTIEL	
ResiPod - Espacement inter-electrode : 50 mm	
Cartographie SURFER des résistivités électrique du béton d'enrobage	



29/33

Résistivité électrique

13/01/2017

Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCoF-Ré

Diagnostic de corrosion

Pont de l'Île de Ré

CONFIDENTIEL

GALVAPULSE avec électrode à BARRE - Ag/AgCl							
Données brutes des vitesses de corrosion sur les armatures verticales							
	Coordonnées des points de mesure			Ecorr (mV)		Vcorr (µA/cm²)	Rp (kΩ)
	N° mesure	X	Y	Ag/AgCl	Cu/CuSO ₄ redressée		
Z o n e 3	M56	1	1	-113.78	-232.78	0.22	10.40
	M55	2	1	-89.74	-208.74	0.83	9.30
	M54	3	1	-111.16	-230.16	0.51	7.40
	M53	4	1	-285.16	-404.16	0.00	3.70
	M52	4	2	-278.25	-397.25	7.97	1.40
	M51	3	2	-148.77	-267.77	0.75	6.30
	M50	2	2	-111.40	-230.40	0.46	6.90
	M49	1	2	-134.01	-253.01	0.35	7.70
	M48	1	3	-251.83	-370.83	1.34	3.00
	M47	2	3	-154.24	-273.24	0.51	6.90
	M46	3	3	-244.45	-363.45	0.68	5.70
	M45	4	3	-293.96	-412.96	5.83	1.40
	M44	4	4	-302.29	-421.29	4.22	1.90
	M43	3	4	-321.10	-440.10	3.68	1.70
	M42	2	4	-160.19	-279.19	0.33	6.40
	M41	1	4	-263.73	-382.73	2.85	1.60
Z o n e 2	M40	1	5	-291.11	-410.11	3.26	1.00
	M39	2	5	-171.62	-290.62	0.51	4.60
	M38	3	5	-294.92	-413.92	2.19	1.60
	M37	4	5	-264.92	-383.92	2.64	1.60
	M36	1	1	-158.76	-277.76	2.44	2.90
	M35	2	1	-161.38	-280.38	4.76	2.80
	M34	3	1	-159.95	-278.95	7.78	3.00
	M33	4	1	-188.99	-307.99	2.91	2.50
	M32	4	2	-188.99	-307.99	1.77	2.10
	M31	3	2	-128.77	-247.77	5.84	3.60
	M30	2	2	-132.34	-251.34	1.90	4.30
	M29	1	2	-131.15	-250.15	1.07	3.90
	M28	1	3	-122.11	-241.11	0.71	5.30
	M27	2	3	-129.01	-248.01	1.40	5.30
	M26	3	3	-126.87	-245.87	3.85	4.40
	M25	4	3	-218.51	-337.51	2.38	1.80
Z o n e 1	M24	4	4	-256.83	-375.83	2.75	2.30
	M23	3	4	-129.49	-248.49	1.32	7.10
	M22	2	4	-121.39	-240.39	0.76	9.40
	M21	1	4	-120.92	-239.92	0.39	10.30
	M20	1	1	-551.99	-870.99	57.07	1.40
	M19	2	1	-549.37	-868.37	0.00	1.30
	M18	3	1	-538.42	-857.42	31.29	1.20
	M17	4	1	-534.13	-853.13	0.00	1.20
	M16	4	2	-501.29	-820.29	0.00	1.50
	M15	3	2	-515.57	-834.57	0.00	1.40
	M14	2	2	-527.23	-846.23	9.09	1.70
	M13	1	2	-519.85	-838.85	14.07	1.70
	M12	1	3	-478.67	-797.67	7.70	1.60
	M11	2	3	-487.48	-806.48	11.28	1.70
	M10	3	3	-467.72	-786.72	6.16	1.70
	M9	4	3	-442.25	-761.25	0.00	2.40
M8	4	4	-366.80	-485.80	0.00	2.60	
M7	3	4	-417.74	-536.74	5.63	2.00	
M6	2	4	-408.22	-527.22	3.77	2.00	
M5	1	4	-422.26	-541.26	3.75	2.10	
M4	1	5	-292.54	-411.54	1.46	2.50	
M3	2	5	-302.29	-421.29	1.49	2.60	
M2	3	5	-306.58	-425.58	1.99	2.50	
M1	4	5	-283.01	-402.01	0.00	3.10	
M60	4	6	-171.86	-290.86	0.00	3.20	
M59	3	6	-194.47	-313.47	2.33	2.50	
M58	2	6	-194.71	-313.71	2.11	2.50	
M57	1	6	-191.37	-310.37	2.77	2.60	

Mesures impossible à réaliser au Galvapulse "Make a new measurement"

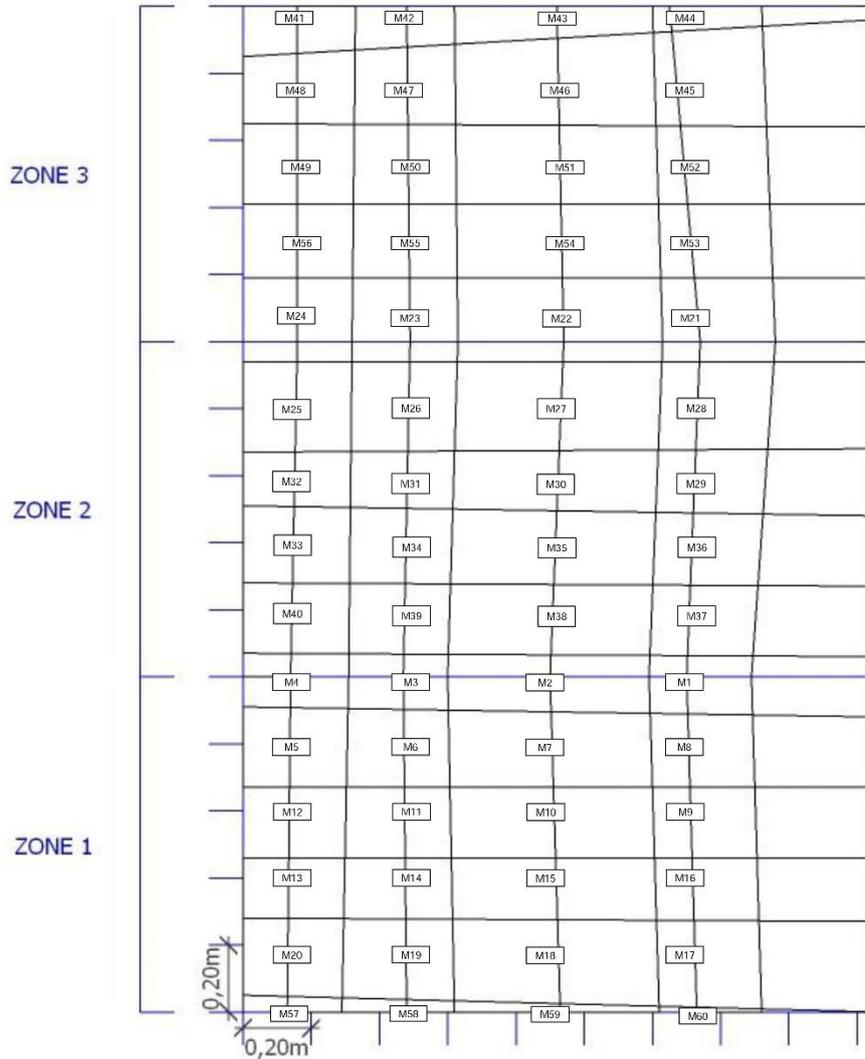
Mesures non-réalisées

Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

CONFIDENTIEL

GALVAPULSE avec électrode à BARRE - Ag/AgCl

Positionnement des mesures de vitesse de corrosion sur les armatures verticales



Armature verticales n°3 et n°7 ont un diamètre de 10 mm
Autres armatures verticales ont un diamètre de 32 mm
 Les valeurs des courants de corrosion des armatures V3 et V7 vont être corrigées par un coefficient de 3,2

Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

DeCoF-Ré

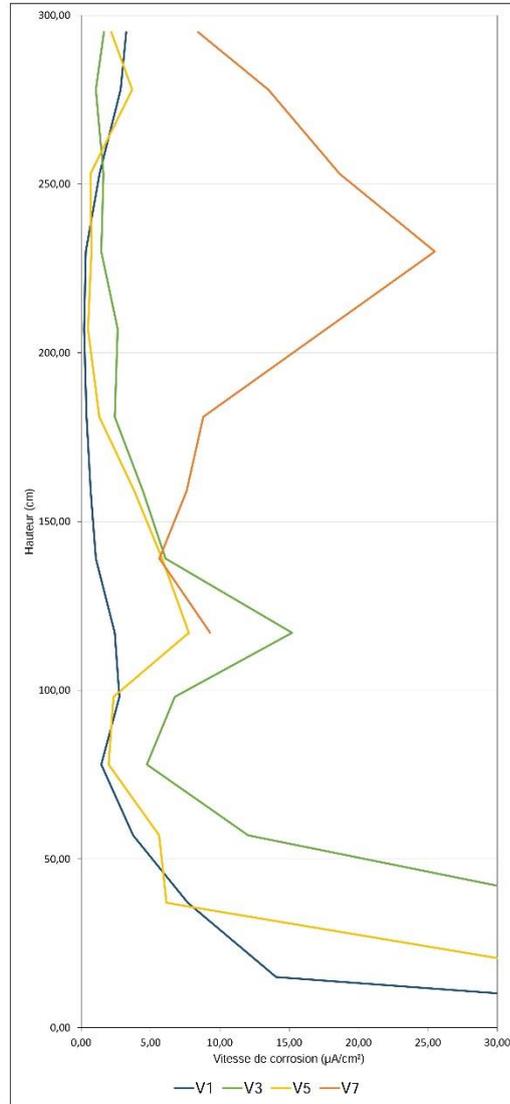
Diagnostic de corrosion

Pont de l'Île de Ré

CONFIDENTIEL

GALVAPULSE avec électrode à BARRE - Ag/AgCl	
Cartographie des vitesses de corrosion des armatures verticales avec représentation en hauteur	

		Vitesse de corrosion ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)			
Z o n e 3	295	3,26	1,65	2,19	8,45
	278	2,85	1,07	3,68	13,50
	253	1,34	1,62	0,68	18,65
	230	0,35	1,46	0,75	25,51
	207	0,22	2,65	0,51	
Z o n e 2	181	0,39	2,43	1,32	8,81
	159	0,71	4,47	3,85	7,61
	139	1,07	6,09	5,84	5,65
	117	2,44	15,22	7,78	9,31
Z o n e 1	98	2,77	6,76	2,33	
	78	1,46	4,75	1,99	
	57	3,75	12,05	5,63	
	37	7,70	36,10	6,16	
	15	14,07			
	2	57,07		31,29	
Y \ X		V1	V3	V5	V7



Légende Vcorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	
0	
1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	
8	
9	
10	
11	
12	
13	
14	
15	

RILEM TC-154		
Valeurs seuil ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Risque de corrosion	% des mesures
$V_{\text{corr}} < 0,1$	Négligeable	0,0
$0,1 < V_{\text{corr}} < 0,5$	Faible	8,3
$0,5 < V_{\text{corr}} < 1$	Moyenne	6,3
$1 < V_{\text{corr}}$	Fort	85,4

Annexe 8 : Rapport de diagnostic de corrosion de la Pile K – Face C

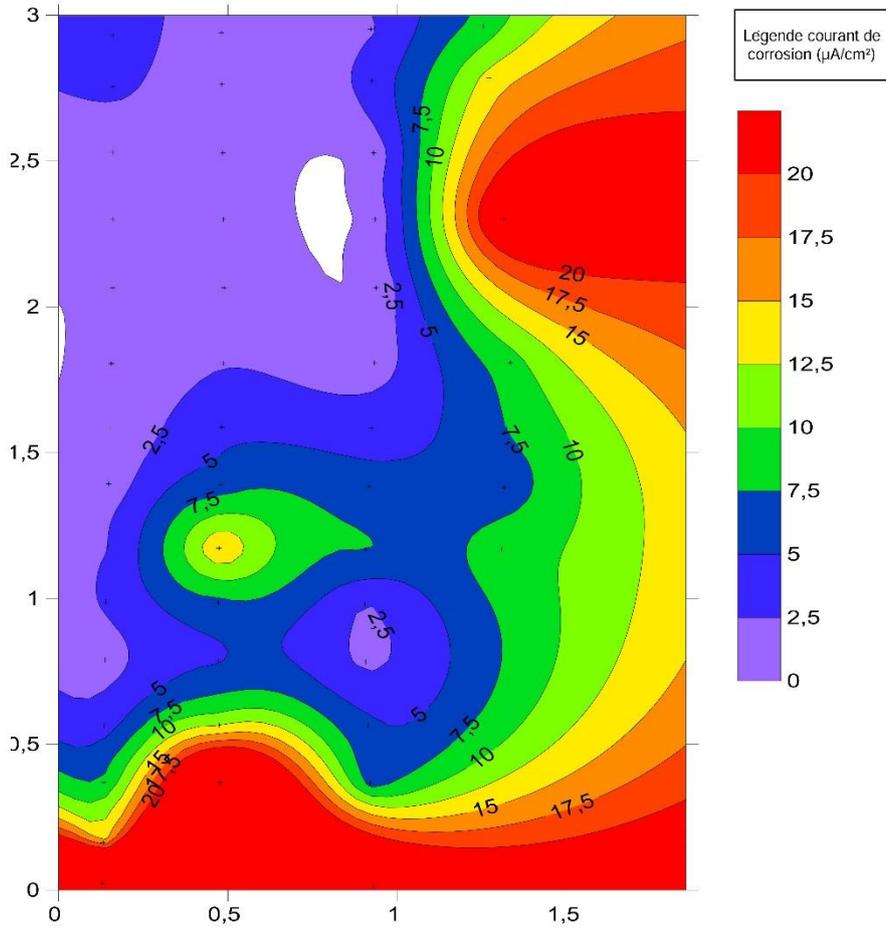
DeCoF-Ré

Diagnostic de corrosion

Pont de l'Île de Ré

CONFIDENTIEL

GALVAPULSE avec électrode à BARRE - Ag/AgCl
Cartographie SURFER des vitesses de corrosion des armatures verticales



33/33

Vcorr

13/01/2017

Annexe 9 : Impact des critères de construction sur l'évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

L'objectif de la sélection des piles suivant divers paramètres de construction (*Chapitre 2 :2.2 Choix des piles en fonction des paramètres de construction et Tableau 2-5*) était de disposer d'un large panel de corps d'épreuve afin de pouvoir étudier différents degrés d'état de corrosion des armatures. Il convient maintenant de vérifier si les différences d'évaluation de présomption à la corrosion des armatures (inspection visuelle des désordres, épaisseurs d'enrobage et diagnostic de corrosion) et l'implantation géographique (pile P3) permettent d'identifier l'influence des différents paramètres de construction sur l'état de corrosion 28 ans après.

1 Implantation géographique

Pour étudier l'impact de l'implantation géographique (exposition au milieu maritime différente entre une pile située sur la plage et des piles situées en pleine mer) sur la corrosion des armatures, 2 zones de mesure (zone Z3 et zone Z2)⁴⁹⁾ ont été diagnostiquées sur les 2 faces de la pile P3. La pile P3 est située sur la plage côté île de Ré, et n'est que très rarement (quelques fois dans l'année) au contact de l'eau de mer lors des grandes marées (coefficient de marée supérieur à 100).

La dégradation des zones de mesure de la pile P3 vis-à-vis de la corrosion a été évaluée en fonction des 4 critères : l'inspection visuelle des désordres, l'épaisseur d'enrobage, le potentiel de corrosion des armatures et la résistivité électrique du béton.

La *Figure A9-1* synthétise pour les 4 zones de mesure étudiées, les pourcentages des valeurs par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures pour les différents critères d'évaluation, selon les codes couleurs des *Tableau 3-4*, *Tableau 3-5*, *Tableau 3-7*, *Tableau 3-6* et *Tableau 3-8*.

Les résultats des inspections visuelles indiquent une présomption du béton armé à la corrosion des armatures négligeable pour 3 des 4 zones de mesure, la zone de mesure P3-FC-Z2 est associée à une vulnérabilité avérée (*Tableau 3-2*). Cependant, ce désordre est situé juste au niveau de la reprise de bétonnage (rainure de coffrage entre deux levées de pile), il peut vraisemblablement être dû à une armature d'attente tordue ou à une calle qui a « sauté » lors du coulage de la levée.

⁴⁹⁾ La zone de mesure Z1 est située sous le niveau du sable, et n'est pas accessible sans effectuer un décaissement important.

Annexe 9 : Impact des critères de construction sur l'évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

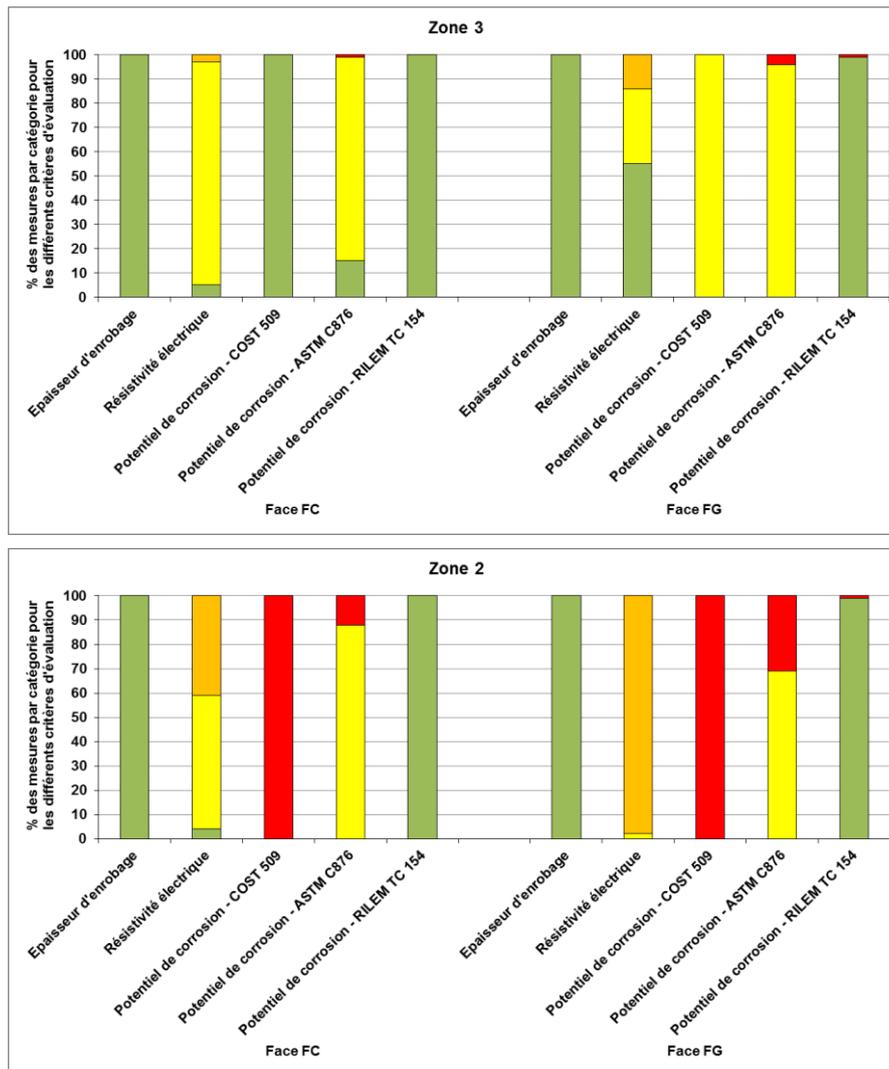


Figure A9-1 : Pourcentage des mesures par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures selon les différents critères d'évaluation pour la pile P3.

D'après les résultats présentés sur la *Figure A9-1*, le seul critère d'évaluation de la présomption du béton armé à la corrosion des armatures qui permet de différencier l'implantation géographique d'une pile située sur la plage de celles situées en pleine mer, est la résistivité électrique du béton. En effet, la catégorie risque de corrosion fort n'est pas représentée sur la pile à plage P3 contrairement aux piles situées en pleine mer (*Figure 3-4*). Ceci s'explique par le fait que le béton d'une pile située sur la plage est moins humide, et par conséquent, plus résistif que celui d'une pile située en pleine mer, exposée quotidiennement au phénomène de marnage. De plus, il peut être remarqué que la proportion des mesures de résistivité électrique associées à un risque de corrosion modéré est plus important en face de pile FG qu'en face de pile FC. La face de pile FG est celle qui fait face à l'océan contrairement à la face de pile FC qui est à l'opposé.

2 Épaisseur des fûts de pile

Les piles P11 et P12 ont été sélectionnées car les deux premières levées sont pleines contrairement aux autres piles qui sont creuses (*Chapitre 2 :2.2.1 Épaisseur des fûts*). Des désordres visuels associés

Annexe 9 : Impact des critères de construction sur l'évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

aux catégories de présomption du béton armé à la corrosion des armatures avérée et incertaine ont été relevés (*Tableau 3-2*). De plus, ces 2 piles présentent quelques pourcents de valeurs d'épaisseur d'enrobage associées à la catégorie de vulnérabilité incertaine (*Tableau 3-4*). En comparant aux piles avoisinantes, la pile P10 présente des désordres associés aux catégories de vulnérabilité avérée et incertaine (*Tableau 3-2*) et la pile P13 présente uniquement des désordres associés à la catégorie de vulnérabilité incertaine (*Tableau 3-2*). Elles présentent toutes 2 quelques pourcents de valeurs d'épaisseur d'enrobage associées à la catégorie de vulnérabilité élevée (*Tableau 3-4*).

Cette comparaison met en évidence que la pile P13 présente des valeurs d'épaisseur d'enrobage moins sécuritaires vis-à-vis de la corrosion des armatures que celles des piles P11 et P12, sans pour autant présenter des désordres associés à la catégorie de vulnérabilité avérée (*Tableau 3-2*) contrairement aux piles P11 et P12.

Ce constat tend à démontrer que les levées pleines sont plus dégradées que les levées creuses alors qu'elles présentent des épaisseurs d'enrobage plus importantes. Les contraintes de retrait pourraient expliquer ce phénomène. En effet, en séchant le béton se rétracte et fissure (phénomène de retrait). Il peut être supposé que les contraintes créées lors du séchage d'une levée pleine (les piles ont un diamètre de 5,5 m) sont bien supérieures à celles d'une levée creuse (l'épaisseur des deux premières levées de pile est de 80 cm).

3 Formulation de béton

D'après le dossier d'ouvrage la levée n°3 de la pile P16 a été réalisée à partir du B40F ayant servi à la construction du tablier alors que toutes les piles ont été coulées en B30F (*Chapitre 2 :2.2.2 Formulation de béton*). Pour étudier l'influence du B40F sur la corrosion des armatures, 28 après, une zone de mesure supplémentaire (zone Z4) a été diagnostiquée sur les deux faces de la levée n°3 des piles P16 (en B40F) et P17 (en B30F).

La dégradation des zones de mesure Z4 des piles P16 et P17 vis-à-vis de la corrosion des armatures a été évaluée en fonction des 4 critères : l'inspection visuelle des désordres, l'épaisseur d'enrobage, le potentiel de corrosion des armatures et la résistivité électrique du béton.

Les inspections visuelles indiquent une présomption du béton armé à la corrosion des armatures négligeable pour les zones P16-FG-Z4 et P17-FG-Z4, incertaine pour la zone P17-FC-Z4 et avérée pour la zone P16-FC-Z4. D'après ce constat la levée de pile réalisée en B40F est plus dégradée que celle réalisée en B30F.

Les *Figure A9-2* et *Figure A9-3* synthétisent les pourcentages des valeurs par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures pour les différents critères d'évaluation, selon les codes couleurs des *Tableau 3-4*, *Tableau 3-5*, *Tableau 3-7*, *Tableau 3-6* et *Tableau 3-8*, pour les zones de mesure Z4, respectivement des piles, P16 et P17.

Annexe 9 : Impact des critères de construction sur l'évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

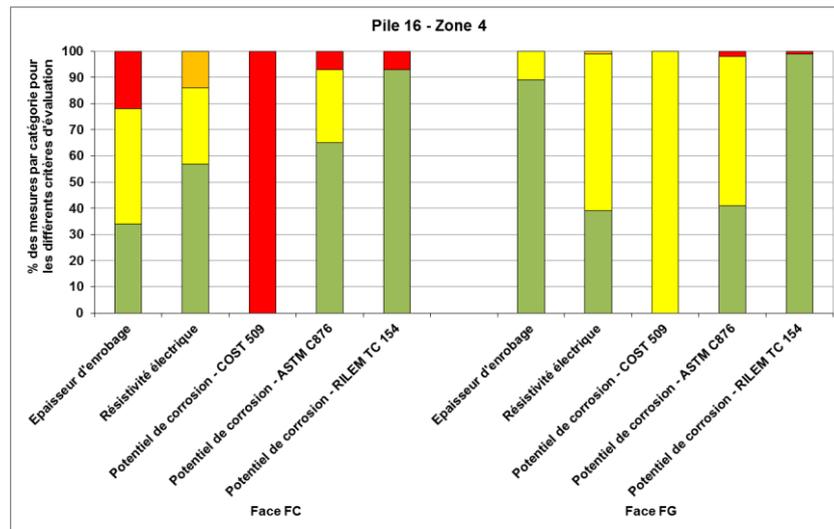


Figure A9-2 : Pourcentage des mesures par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures selon les différents critères d'évaluation pour la zone de mesure Z4 de la pile P16.

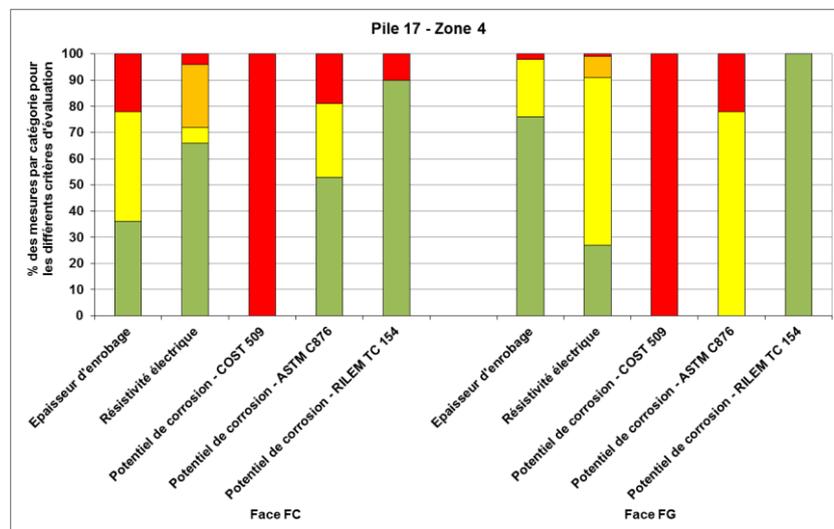


Figure A9-3 : Pourcentage des mesures par catégorie de vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures selon les différents critères d'évaluation pour la zone de mesure Z4 de la pile P17.

D'après les résultats des *Figure A9-2* et *Figure A9-3*, seuls les résultats concernant la résistivité électrique du béton permettent de faire une distinction entre le B40F et le B30F. Il apparaît que la levée n°3 de la P16 est plus résistive que celle de la pile P17. Le B40F est donc plus résistif que le B30F, ce qui peut être expliqué par l'ajout d'adjuvant à la formulation du B40F (*Tableau 2-2*). Néanmoins, aucun critère d'évaluation ne permet de confirmer une supériorité de la formulation B40F par rapport à la B30F en termes de présomption du béton armé à la corrosion des armatures.

4 Provenance du béton

D'après la *Figure 3-1*, 4 piles (PC, PE, PH et PN) présentent uniquement des valeurs d'épaisseur d'enrobage associées à la catégorie de présomption du béton armé à la corrosion des armatures faible (supérieures à 5 cm) sur leurs 2 faces. Parmi ces 4 piles, 3 présentent des désordres associés à la

Annexe 9 : Impact des critères de construction sur l'évaluation de la présomption des piles du pont de l'île de Ré à la corrosion des armatures

catégorie de vulnérabilité avérée. Le paramètre de construction commun à ces piles visuellement dégradées est la provenance du béton de la levée n°2, qui était produit par la centrale n°4.

Les levées n°2 de 6 autres piles ont été coulées à partir de béton provenant de la centrale n°4. Quatre d'entre elles présentent des désordres visuels associés à la catégorie de présomption du béton armé à la corrosion des armatures avérée, et les 2 dernières présentent uniquement des désordres associés à la catégorie de vulnérabilité incertaine.

Cette observation tendrait à mettre en exergue que le béton provenant de la centrale n°4 a favorisé l'apparition de la corrosion par rapport à celui provenant de la centrale n°3. Mais la corrosion des armatures n'est due à un paramètre unique, c'est pourquoi cette conclusion est à nuancer et doit être mise en regard des résultats issus de l'étude de durabilité.

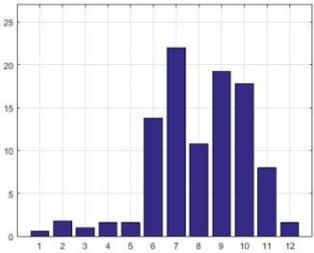
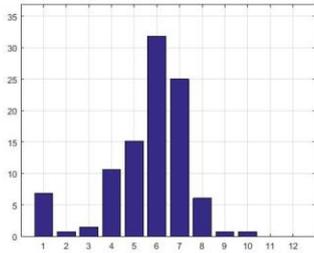
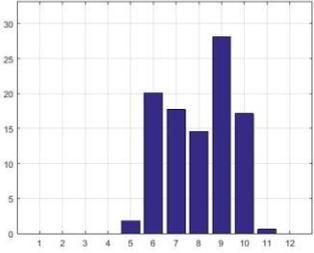
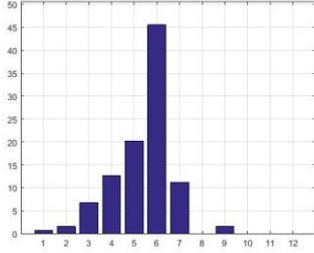
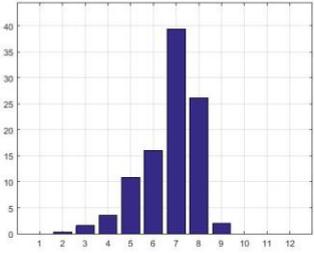
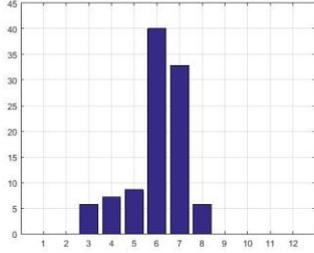
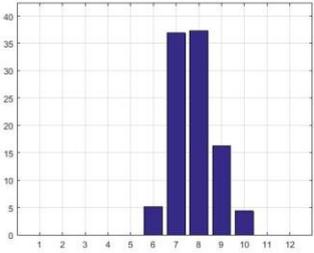
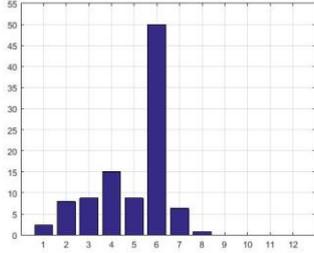
5 Saison de coulage

La pile P5 est la seule pile diagnostiquée qui a été coulée en automne, et elle présente des désordres associés à la catégorie de vulnérabilité incertaine. Alors que pour les autres saisons de coulage (été et printemps) au moins une pile présente des désordres associés à la catégorie de vulnérabilité avérée.

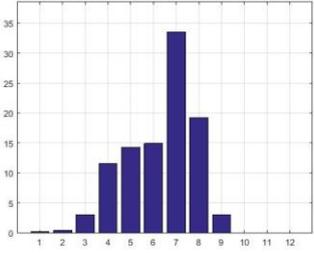
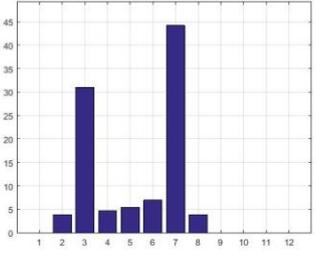
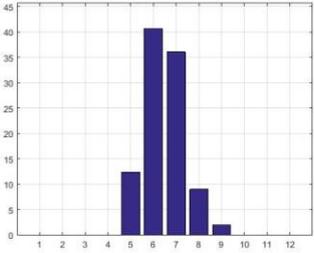
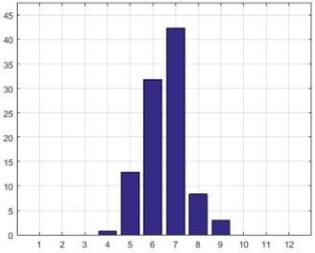
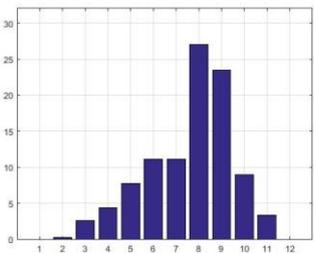
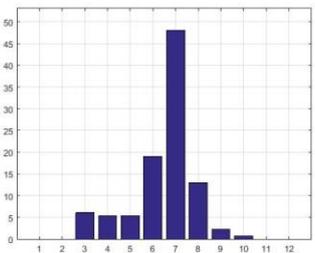
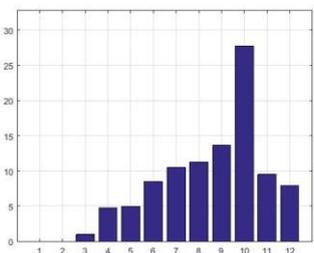
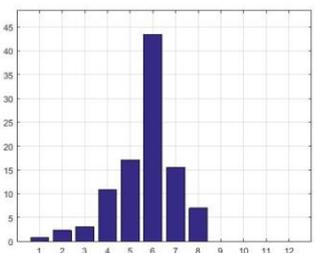
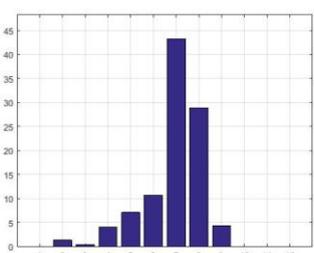
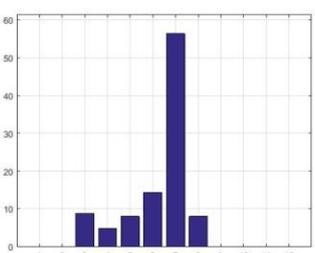
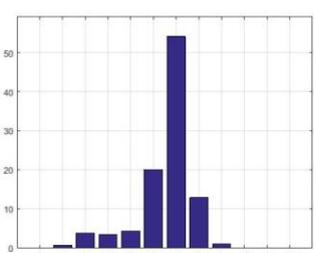
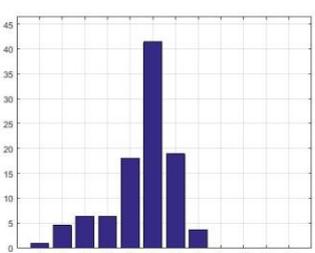
Ce constat tendrait à mettre en évidence qu'effectuer le coulage des piles en automne assurerait une protection vis-à-vis de la corrosion des armatures. Cependant, ce constat doit être relativisé car des piles présentant uniquement des désordres associés à la catégorie de vulnérabilité incertaine ont, également, été coulées en été et au printemps. Dans l'hypothèse où seule ces piles auraient été étudiées, les conclusions sur le risque de corrosion associé aux saisons de coulage été et printemps auraient été différentes.

C'est pourquoi il a été jugé plus réaliste d'observer que les données acquises ne permettent pas de dégager une tendance permettant de relier la saison de coulage à l'état de corrosion des piles, 28 ans après leur construction.

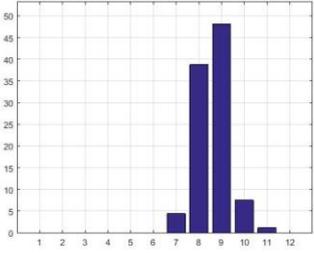
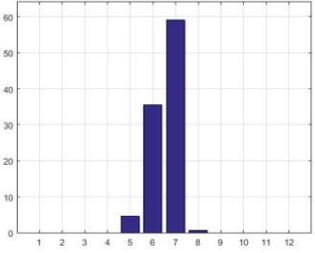
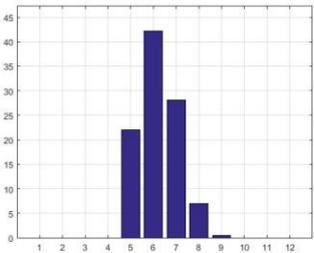
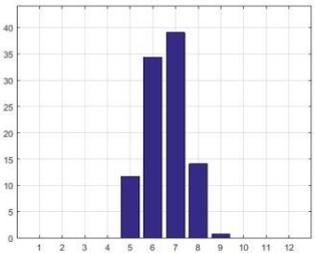
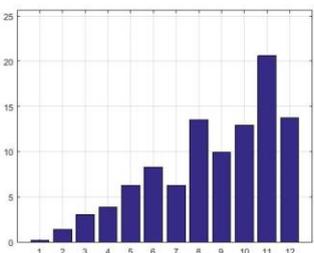
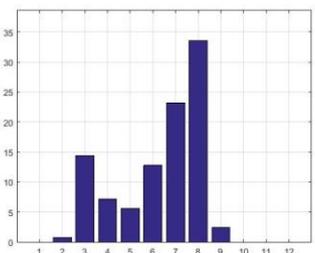
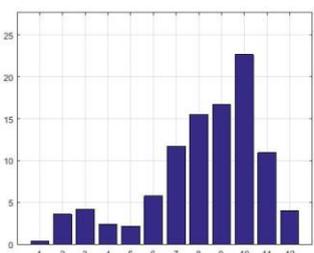
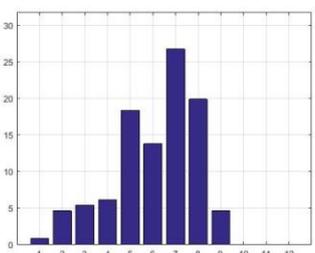
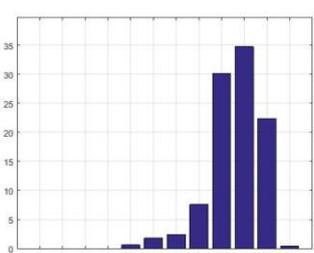
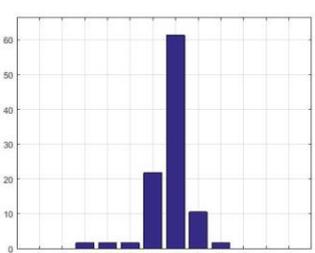
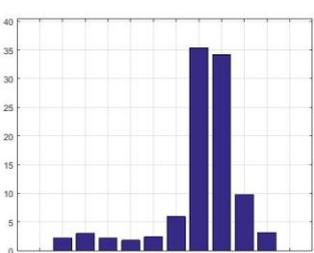
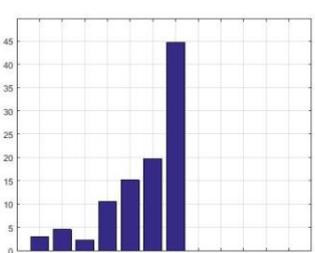
Annexe 10 : Aide à la décision – Description des données symboliques

Pile	Face	EcorrH		Resi	
		Intervalle min/max (mV)	Histogramme	Intervalle min/max (kΩ.cm)	Histogramme
PB	FC	[-309 ; 165]		[-130,7 ; 108]	
	FG	[-107 ; 219]		[-74,6 ; 33,3]	
PC	FC	[-343 ; 46]		[-88,7 ; 23,7]	
	FG	[-59 ; 170]		[-76,4 ; 9,4]	

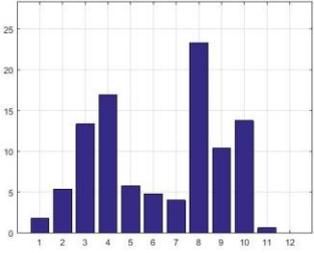
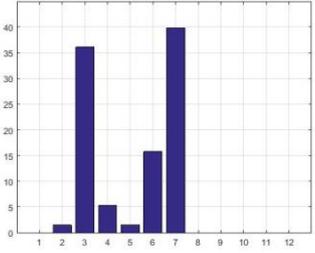
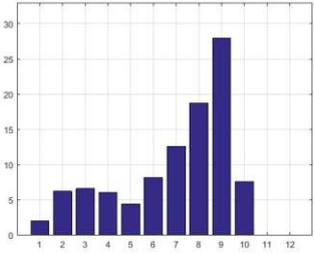
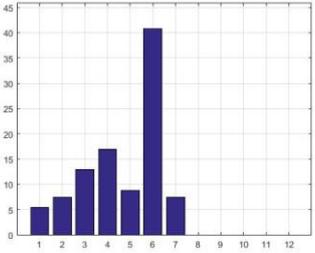
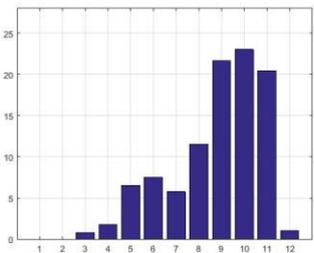
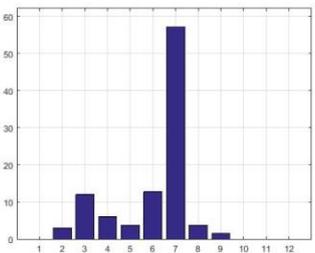
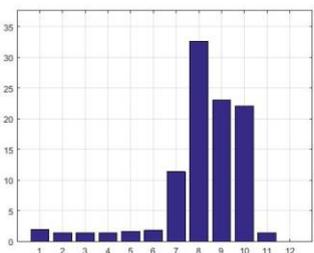
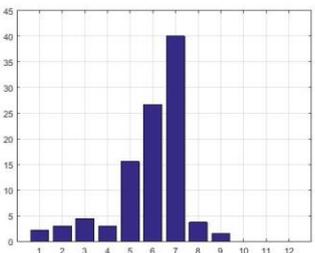
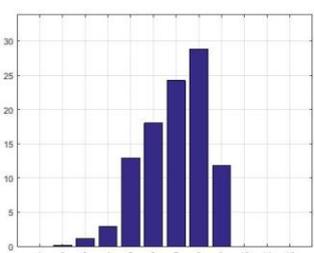
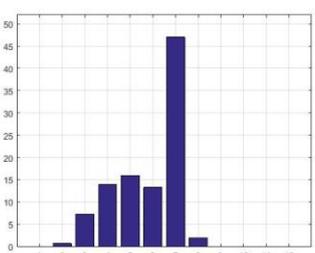
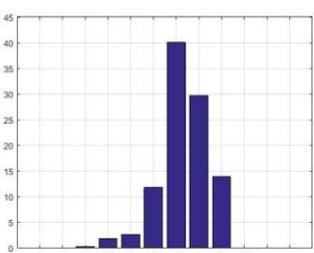
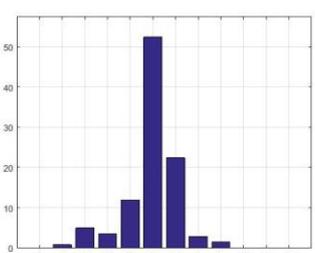
Annexe 10 : Aide à la décision – Description des données symboliques

PD	FC	[-373 ; 52]		[-92,3 ; 15]	
	FG	[-127; 117]		[-35,3 ; 77,7]	
PE	FC	[-312 ; 152]		[-88,4 ; 53,4]	
	FG	[-250; 301]		[-75,9 ; 18,7]	
PF	FC	[-362 ; 55]		[-90,6 ; 12,7]	
	FG	[-295; 117]		[-77,9 ; 14,8]	

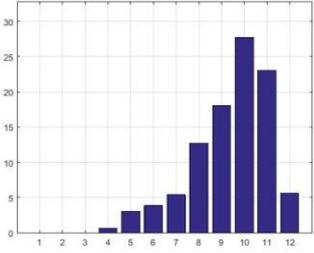
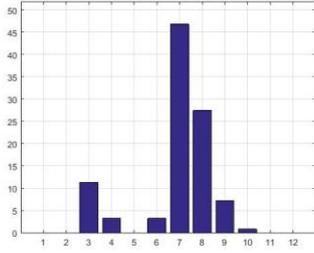
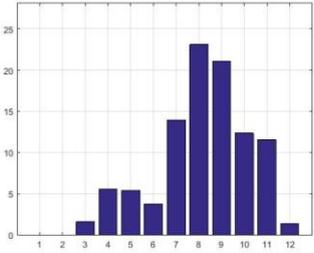
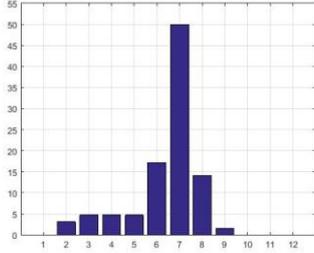
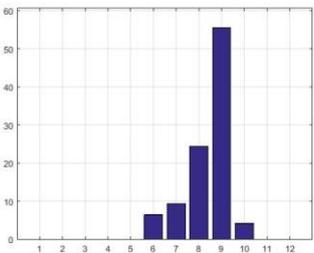
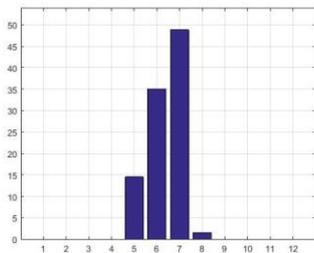
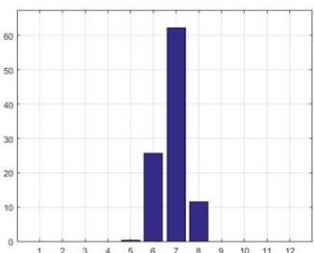
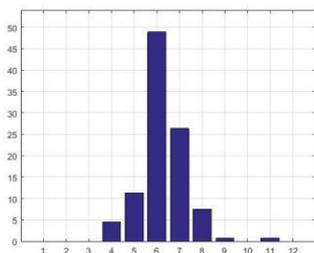
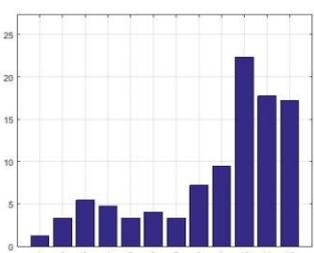
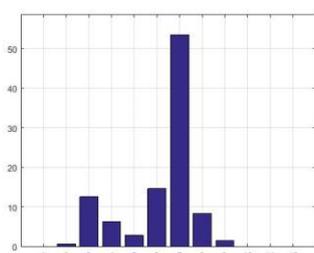
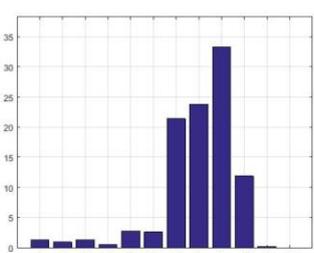
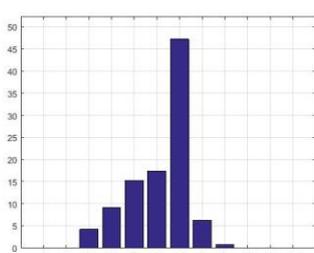
Annexe 10 : Aide à la décision – Description des données symboliques

PG	FC	[-67 ; 149]		[-38,6 ; 12,9]	
	FG	[-146; 134]		[-27,1 ; 31,9]	
PH	FC	[-382 ; 216]		[-93,4 ; 42]	
	FG	[-336; 304]		[-82 ; 30]	
PI	FC	[-192 ; 196]		[-79,5 ; 40,9]	
	FG	[-304; 252]		[-86,9 ; 6,3]	

Annexe 10 : Aide à la décision – Description des données symboliques

PJ	FC	[-421 ; 138]		[-95,5 ; 6,8]	
	FG	[-375; 189]		[-86,9 ; 3,7]	
PK	FC	[-293 ; 199]		[-98,7 ; 35,9]	
	FG	[-357; 228]		[-84,1 ; 28,5]	
PL	FC	[-323 ; 67]		[-98,5 ; 26,4]	
	FG	[-238; 138]		[-62,4 ; 27,3]	

Annexe 10 : Aide à la décision – Description des données symboliques

PM	FC	[-216 ; 220]		[-84,8 ; 50]	
	FG	[-243 ; 310]		[-60,3 ; 36,5]	
PN	FC	[-124 ; 102]		[-44 ; 21]	
	FG	[-137 ; 55]		[-40 ; 50,5]	
PO	FC	[-422 ; 243]		[-94,5 ; 36,2]	
	FG	[-367 ; 201]		[-56,1 ; 23,9]	

Thèse de Doctorat

Lucas BOURREAU

Diagnostic de corrosion sur ouvrage – Fiabilité et aide à la décision

On-site corrosion monitoring – Reliability and decision aid

Résumé

Ce travail de thèse s'intéresse à la fiabilisation du diagnostic de corrosion des ouvrages en béton armé situés en milieu maritime. Dans le cadre du projet DéCoF-Ré, un ensemble de mesures non destructives a été réalisé sur plusieurs piles du pont de l'île de Ré et notamment des mesures de potentiel de corrosion de l'armature et de résistivité électrique du béton. La fiabilisation a, tout d'abord, porté sur le protocole de mesure sur site, puis sur l'interprétation des données mesurées, notamment en fonction des facteurs influant la mesure. Les résultats montrent que, dans le cas des ouvrages en milieu maritime, les interprétations en fonction des textes et recommandations actuellement disponibles dans la littérature, largement utilisés pour des structures exposées au milieu atmosphérique, peuvent conduire à des conclusions erronées indiquant un état de dégradation alarmiste. En effet, le phénomène de marnage peut induire des milieux privés d'oxygène pour lesquels les mesures concluent à la présence de zones « à risque » qui ne résultent pas forcément de la corrosion des armatures. A partir d'une vaste campagne expérimentale sur l'ouvrage, l'influence de la phase de la marée (montante ou descendante), du phénomène de marnage et de la saisonnalité sur les mesures ont été étudiés et quantifiés. En retranchant ces effets environnementaux et temporels aux données brutes, l'interprétation du diagnostic de corrosion a été fiabilisée. Ceci a été conforté et validé par des autopsies (essais destructifs), révélant l'état réel de corrosion des armatures. Enfin, une hiérarchisation des zones à réparer en priorité a été effectuée en utilisant des outils d'aide à la décision.

Mots-clés

Béton armé, corrosion, diagnostic, milieu maritime, potentiel de corrosion, résistivité électrique, fiabilité, stratégie

Abstract

This thesis work aims at studying the reliability of the corrosion diagnosis of reinforced concrete structures located in coastal marine environment. As part of the Project DéCoF-Ré, several non-destructive measurements were carried out on the piers of the Ré bridge in France, including half-cell potentials of the reinforcement and electrical resistivities of the concrete. The reliability firstly focused on the on-site measurement protocol and, secondly, on the interpretation of the measured data, in particular according to factors influencing the measurement. The results showed that in the case of marine structures, interpretations based on texts or recommendations available in the literature, widely used for structures exposed to atmospheric environment, may lead to erroneous conclusions indicating an overestimated degradation of the structure. Indeed, the tidal phenomenon may induce areas without oxygen for which the measurements concluded the presence of "at risk" zones that did not necessarily result from the corrosion of the reinforcements. Based on a major experimental campaign performed on the structure, the influence of the tide (high or low), the tidal and the seasons on the measurements was studied and quantified. By subtracting these environmental and time effects to raw data, interpretation of the corrosion diagnosis has been improved and made more reliable. This was confirmed and validated by autopsies (destructive tests), revealing the real state of corrosion of the reinforcements. Finally, a prioritization of the zones to be repaired was suggested using management's tools.

Key Words

Reinforced concrete, corrosion, diagnosis, coastal marine environment, half-cell potential, electrical resistivity, reliability, management